بسم الله الرحمن الرحيم

جامعة بوليتكنيك فلسطين

كلية الهندسة والتكنولوجيا
دائرة الهندسة المدنية والمعمارية

اسم المشروع

التصميم الانشائي لكلية تقنية

فريق العمل

المنتصر بالله مصطفى ابو عرقوب — ايهاب محمود دراويش

محمد ابو عوض — يوسف السويطي

إشراف :
د. نصر يونس عبوشي
فلسطين – الخليل

2014-2013

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٢٩٦١ الرقم التسلسل
Class. ..... رقم التصنيف

ملخص المشروع

عمل تصميم إنشائي كامل لمبنى مكون من كلية تقنية بجميع تفصيلاته و عناصره المختلفة.

فريق العمل:

المنتصر بالله مصطفى ابو عرقوب — ايهاب محمود دراويش

محمد اسماعيل ابو عوض — يوسف محمود السويطي

إشراف:

د. نصر عبوشي

تتلخص فكرة هذا المشروع في عمل التصميم الإنشائي وكافة التفاصيل الإنشائية اللازمة لمبنى كلية تقنية والذي يتألف من أربعة طوابق وطابق سطح وكذلك ثلاثة مباني فرعية وهي عبارة عن مشاغل للكلية.

وهذا المشروع مكون من أربعة طوابق ويحتوي على الكثير من الفعاليات التي يحتاجها أي شخص مع كل وسائل الراحة. وقد صمم هذا المبنى على أحدث الطرز المعمارية، فبالإضافة إلى احتوائه على وسائل الراحة والأمان، وضعت المصاعد الكهربائية لخدمة الطلاب والموظفين.

وهذا المبنى هو خرساني مسلح تم تصميمه وفقا لكود الخرسانة الأمريكي، ويحتوي المشروع على التفاصيل الكاملة لتحليل الأوزان الرأسية والأفقية ثم توزيعها على العناصر الإنشائية الأفقية والرأسية، ثم التحاليل الإنشائية الخاصة بكل عنصر، ثم التصميم الكامل حسب الكود المتبع، و قد تمت مراجعة جميع الخرائط المعمارية لتتوافق مع التصاميم الإنشائية كما تم تجهيز جميع المخططات الإنشائية مع التفاصيل التنفيذية الكامل

Abstract

Structural Design and Details of Technical College

Project Team:

Al- Montaser billah Abu Arqoub
Ihab Daraweesh
Mohammad Abu Awad
Yousef Al-Sweity

Supervisor:

Dr. Nasr Younis Abboushi.

The main idea of this project is to prepare all structural design and executive details for The Technical College.

This building consists of Four Stores, a roof and three subsidiary buildings it contains all activities required for any person.

This building is a reinforced concrete structure, and it was designed according to the ACI-code-08.

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

Table of Contents

فهرس المحتويات

	رقم الصفحة
صفحة العنوان الرئيسية	i
صفحة تقرير المشروع	ii
صفحة شهادة تقييم مشروع التخرج	iii
صفحة الإهداء	iv
صفحة الشكر والتقدير	v
صفحة الملخص باللغة العربية	vi
صفحة الملخص باللغة الانجليزية	vii
صفحة قائمة الاختصارات	xiii

الفصل الأول	المقدمة	1
1-1	المقدمة	2
2-1	أهداف المشروع	2
3-1	مشكلة المشروع	3
4-1	حدود مشكلة المشروع	3
5-1	المسلمات	3
6-1	فصول المشروع	3
7-1	إجراءات المشروع	4
الفصل الثاني	الوصف المعماري	5
1-2	مقدمة	6
2-2	لمحة عن المشروع	6
3-2	موقع المشروع	7
4-2	أهمية موقع المشروع	8
5-2	وصف المساقط الأفقية للمبنى	8

2-5-1	المبنى الرئيسي طابق التسوية	9
2-5-2	المبنى الرئيسي الطابق الأرضي	10
2-5-3	المبنى الرئيسي الطابق الأول	11
2-5-4	المبنى الرئيسي الطابق الثاني	12
2-5-5	المبنى الرئيسي الطابق الثالث	13
2-5-6	المشغل الأول	14
2-5-7	المشغل الثاني	15
2-5-8	المشغل الثالث	16
2-6	وصف الواجهات	17
2-6-1	المبنى الرئيسي الواجهة الشمالية	18
2-6-2	المبنى الرئيسي الواجهة الجنوبية	19
2-6-3	المبنى الرئيسي الواجهة الشرقية	20
2-6-4	المبنى الرئيسي الواجهة الغربية	21
2-6-5	لمشغل الواجهة الشمالية الغربية	22
2-6-6	لمشغل الواجهة الشمالية الشرقية	22
2-6-7	المشغل الواجهة الجنوبية الغربية	23
2-6-8	المشغل الواجهة الجنوبية الشرقية	23
الفصل الثالث:	**الوصف الإنشائي**	24
3-1	مقدمة	25
3-2	هدف التصميم الإنشائي	25
3-3	الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى	26
3-3-1	الأحمال	26
3-3-2	الأحمال الميتة	26
3-3-3	الأحمال الحية	27
3-3-4	الأحمال البيئية	28
3-3-4-1	الرياح	28
3-3-4-2	الثلوج	28
3-3-4-3	الزلازل	29

4-3	العناصر الإنشائية	30
1-4-3	العقدات	30
1-1-4-3	العقدات المصمتة والمسطحة	30
2-1-4-3	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	31
3-1-4-3	عقدات العصب ذات الاتجاهين	31
2-4-3	الجسور	32
3-4-3	الأعمدة	33
4-4-3	الجدران الحاملة (جدران القص)	34
5-4-3	الأساسات	35
6-4-3	الأدراج	36
7-4-3	الجدران الاستنادية	37
8-4-3	فواصل التمدد	38

Chapter 4	Structural Design & Analysis	40
4.1	Introduction	41
4.2	Factored Loads	42
4.3	Determination of Thicknes for One Way Ribbed Slab	42
4.4	Load Calculation for One Way Ribbed Slab	43
4.5.1	Design of Topping	44
4.5.2	Design of Rib (1,G)	45
4.6	Design of Beam (B2,G)	52
4.7	Design of two-way ribbed slab (R3, S):	54
4.8	Design of one-way solid slab for the theatre	57
4.9	Design of footing (F1)	61
4.10	Design of basement wall	63
4.11	Design of Stairs (S1)	66
4.12	Design of Short Column:	70
Chapter 5	النتائج والتوصيات	72
-	قائمة المصادر والمراجع	74

	فهرس الجداول	
جدول (1-1)	الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية 2014/2013	4
جدول (3-1)	الكثافة النوعية للمواد المستخدمة	26
جدول (3-2)	الأحمال الحية	27
جدول (3-3)	قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر	28
جدول (4-1)	Calculation of the total dead load for topping	44
جدول (4-2)	Dead load calculations for rib (R1, G)	45
جدول (4-3)	Reactions on rib (R1, G)	47
جدول (4-4)	Reactions on beam (B2, G)	51
جدول (4-5)	Dead load calculations for rib (R3, S)	54
جدول (4-6)	Dead load calculations for theatre slab	57
جدول (4-7)	Reactions on one-way solid slab	59
جدول (4-8)	Flight dead load calculations for stair s1	67
جدول (4-9)	Landing dead load calculations for stair s1	67

	فهرس الأشكال	
شكل (2-1)	موقع قطعة الأرض الخاصة بالمشروع	7
شكل (2-2)	مخطط موقع المشروع	8
شكل (2-3)	المسقط الأفقي لطابق التسوية	9
شكل (2-4)	المسقط الأفقي للطابق الأرضي	10
شكل (2-5)	المسقط الأفقي للطابق الأول	11
شكل (2-6)	المسقط الأفقي للطابق الثاني	12
شكل (2-7)	المسقط الأفقي للطابق الثالث	13
شكل (2-8)	المسقط الأفقي للمشغل الأول	14
شكل (2-9)	المسقط الأفقي للمشغل الثاني	15
شكل (2-10)	المسقط الأفقي للمشغل الثالث	16
شكل (2-11)	صورة ثلاثية الأبعاد للمبنى الرئيسي	17

شكل (2-12)	الواجهة الشمالية للمبنى الرئيسي	18
شكل (2-13)	الواجهة الجنوبية للمبنى الرئيسي	19
شكل (2-14)	الواجهة الشرقية للمبنى الرئيسي	20
شكل (2-15)	الواجهة الغربية للمبنى الرئيسي	21
شكل (2-16)	الواجهة الشمالية الغربية للمشغل	22
شكل (2-17)	الواجهة الشمالية الشرقية للمشغل	22
شكل (2-18)	الواجهة الجنوبية الغربية للمشغل	23
شكل (2-19)	الواجهة الجنوبية الشرقية للمشغل	23
شكل (3-1)	عقدات العصب ذات الاتجاه الواحد	31
شكل (3-2)	عقدات العصب ذات الاتجاهين	31
شكل (3-3)	أشكال الجسور المدلاة و المسحورة	32
شكل (3-4)	احدى أشكال الأعمدة	33
شكل (3-5)	جدار القص	34
شكل (3-6)	الأساس المنفرد	35
شكل (3-7)	الدرج	36
شكل (3-8)	جدار استنادي	37
شكل (3-9)	فاصل التمدد بالمبنى	38
شكل (3-10)	فاصل التمدد بالمبنى	39
شكل (4-1)	Rib (1,G) in the Ground floor	42
شكل (4-2)	One way ribbed slab	43
شكل (4-3)	Toping of slab	44
شكل (4-4)	Rib (R1, G) detailing	46
شكل (4-5)	Rib (R1, G) spans	46
شكل (4-6)	Moment on rib (R1, G)	47
شكل (4-7)	Shear on rib (R1, G)	47
شكل (4-8)	Beam (B2, G) spans	50
شكل (4-9)	Loads on beam (B2, G)	51
شكل (4-10)	Moment for beam (B2, G)	51

51	Shear diagram for beam (B2, G)	شکل (4-11)
54	Coefficients for (R3, S)	شکل (4-12)
55	Moment diagram on rib (R3, S)	شکل (4-13)
58	Theatre one-way solid slab spans	شکل (4-14)
58	Dead load on the solid slab of the theatre	شکل (4-15)
59	Live load on the solid slab of the theatre	شکل (4-16)
59	Moment on one-was solid slab of the theatre	شکل (4-17)
59	Shear on one-was solid slab of the theatre	شکل (4-18)
61	Footing F1	شکل (4-19)
63	Basement wall dimensions	شکل (4-20)
64	Shear and moment diagrams fot basement wall	شکل (4-21)
66	Stair Plan	شکل (4-22)
67	Flight dead load computation	شکل (4-23)
68	loading on the stair S1	شکل (4-24)
69	loads on landing on the stair S1	شکل (4-25)
71	Section column	شکل (4-26)

List of Abbreviations

- **Ac** = area of concrete section resisting shear transfer.
- **As** = area of non-prestressed tension reinforcement.
- **A_s'** = area of non-prestressed compression reinforcement.
- **Ag** = gross area of section.
- **Av** = area of shear reinforcement within a distance (S).
- **At** = area of one leg of a closed stirrup resisting tension within a (S).
- **b** = width of compression face of member.
- **bw** = web width, or diameter of circular section.
- **C_c** = compression resultant of concrete section.
- **C_s** = compression resultant of compression steel.
- **DL** = dead loads.
- **d** = distance from extreme compression fiber to centroid of tension reinforcement.
- **Ec** = modulus of elasticity of concrete.
- **f_c'** = compression strength of concrete .
- **Fy** = specified yield strength of non-prestressed reinforcement.
- **h** = overall thickness of member.
- **Ln** = length of clear span in long direction of two- way construction, measured face-to-face of supports in slabs without beams and face to face of beam or other supports in other cases.
- **LL** = live loads.
- **Lw** = length of wall.
- **M** = bending moment.
- **Mu** = factored moment at section.
- **Mn** = nominal moment.
- **Pn** = nominal axial load.

- **Pu** = factored axial load
- **S** = Spacing of shear or in direction parallel to longitudinal reinforcement.
- **Ve** = nominal shear strength provided by concrete.
- **Vn** = nominal shear stress.
- **Vs** = nominal shear strength provided by shear reinforcement.
- **Vu** = factored shear force at section.
- **We** = weight of concrete. (Kg/m^3).
- **W** = width of beam or rib.
- **Wu** = factored load per unit area.
- **Φ** = strength reduction factor.
- ε_c = compression strain of concrete = 0.003mm/mm.
- ε_s = strain of tension steel.
- $\acute{\varepsilon}_s$ = strain of compression steel.
- ρ = ratio of steel area .

الفصـــــــــل الأول

المقدمـــــة

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.

1.1المقدمة

العلم والعمل من ضرورات الحياة وهما متكاملان فالمجتمع لا ينمو ولا ينهض ولا يتطور اذا افتقر للتعليم وهنا نحن نتكلم عن التعليم التقني الذي يكسب الفرد مهنة او حرفة تساعده على كسب رزقه وتساهم في بناء وتطوير المجتمع ،من هنا جاءت فكرة هذا المشروع اللذي يعني بدراسة مبنى ومشاغل الكلية التقنية كمشروع يمكن تصميمه وتطبيقه معمارياً وإنشائياً .

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

يتضمن المشروع تصميم النظام الإنشائي لمبنى كلية تقنية يتكون من 4 طوابق بالإضافة الى ثلاث مشاغل منفصلة, حيث سيتم اختيار النظام الانشائي المناسب وذلك بتوزيع 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 لمباني الكلية التقنية متعددة الطوابق ، حيث يتضمن التصميم الإنشائي مختلف العناصر من البلاطات و الجسور والأعمدة و الأساسات بما يتلاءم مع التوزيع الإنشائي لهذه العناصر وما لا يتعارض مع التصميم المعماري.

4.1 حدود مشكلةالمشروع

يقتصر العمل لهذا المشروع على الناحية الإنشائية فقط، حيث سيتم العمل خلال الفصلين الأول والثاني من السنة الدراسية 2014-2015من خلال مقدمة مشروع التخرج في الفصل الأول و مشروع التخرج في الفصل الثاني.

5.1 المسلمات

1) اعتماد الكود الأمريكي في التصاميم الإنشائية المختلفة (ACI-318-08) .
2) استخدام برامج التحليل والتصميم الإنشائي مثل (Atir, safe, Etabs , Sap 2000).
3) برامج أخرى مثل Microsoft office Word & Power Point& Autocad 2014 .

6.1 فصول المشروع

يحتوي هذا المشروع على أربعة 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 و التصميم الإنشائي للعناصر الإنشائية.
5- الفصل الخامس: النتائج والتوصيات .

7.1 إجراءات المشروع

1) دراسة المخططات المعمارية وذلك لفهمها من النواحي المعمارية وتوافقها مع أهداف المشروع و إختيار النظام الإنشائي الملائم.

2) دراسة العناصر الإنشائية المكونة للمبنى وكيفية توزيع هذه العناصر كالأعمدة والجسور والأعصاب بشكل لا يتعارض مع التصميم المعماري الموضوع ويحقق الجانب الاقتصادي و عامل الأمان.

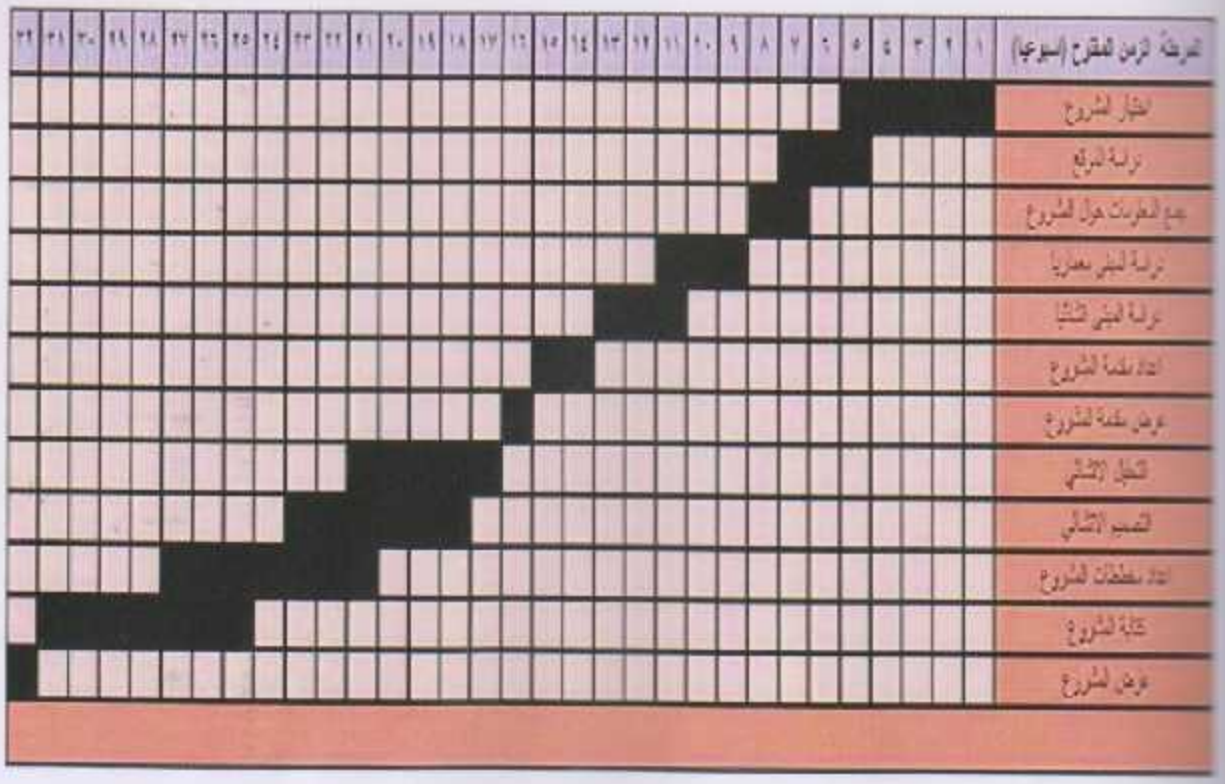
3) تحديد الأحمال المؤثرة على المبنى وتحليل العناصر الإنشائية على هذه الأحمال .

4) تصميم العناصر الإنشائية بناء على نتائج التحليل.

5) إنجاز المخططات التنفيذية للعناصر الإنشائية التي تم تصميمها ليخرج المشروع بشكله النهائي المتكامل والقابل للتنفيذ.

والجدول التالي يوضح تسلسل أعمال المشروع والزمن اللازم لكل نشاط.

جدول (1-1) الجدول الزمني للمشروع خلال السنة الدراسية (2013)-(2014)



الفصـــــل الثانـــــــــي

الوصف المعمـــــــاري

2

1.2 مقدمة.

2.2 لمحة عن المشروع.

3.2 موقع المشروع.

4.2 أهمية الموقع.

5.2 وصف المساقط الأفقية للمبنى.

6.2 وصف الواجهات.

1.2 مقدمة

تعتبر العمارة أحد أبرز العلوم الهندسية، وهي ليست وليدة هذا العصر؛ بل هي منذ أن خلق الله تعالى الإنسان الذي أطلق العنان لمواهبه و خواطره، فانتقل بهذه المواهب من حياة الكهوف إلى أفضل صورة من صور الرفاهية، مستغلاً ما وهبه الله من جمال لهذه الطبيعة الخلابة.

وبهذا أصبحت العمارة فن وموهبة وافكار، تستمد وقودها مما وهبه الله للمعماري من مواهب الجمال. وإذا كان لكل فن أو علم ضوابط وحدود يقف عندها فإن العمارة لا تخضع لأي حد أو قيد، فهي تتأرجح مابين الخيال والواقع؛ والنتيجة قد تكون أبنية متناهية البساطة والصراحة تثير فينا بعض الفضول رغم أنها قد تخبئ لنا العديد من المفاجآت عندما ندخلها ونتفاعل مع تفاصيلها.

إن عملية التصميم لأي منشأ أو مبنى تتم عبر عدة مراحل حتى يتم إنجازه على أكمل وجه، تبدأ اولا بمرحلة التصميم المعماري حيث يتم في هذه المرحلة تحديد شكل المنشأ ويؤخذ بعين الاعتبار تحقيق الوظائف والمتطلبات المختلفة التي من أجلها سيتم إنشاء هذا المبنى، حيث يجري توزيع أولي لمرافقه، بهدف تحقيق الفراغات والأبعاد المطلوبة وتحديد مواقع الأعمدة والمحاور، وتتم في هذه العملية أيضا دراسة الإنارة والتهوية والحركة والتنقل وغيرها من المتطلبات الوظيفية.

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

2.2 لمحة عن المشروع

المشروع عبارة مبنى رئيسي يحتوي مكاتب ادارية ومكاتب مدرسين وقاعات تدريس بالاضافة الى قاعة رياضية ومسرح وكافتيريا , ويوجد ايضا ثلاثة ابنية اخرى وهي عبارة عن مشاغل , المشغل الاول لأعمال النجارة والحدادة ,والثاني مشغل سيارات والثالث مشغل اعمال كهربائية , ويقوم المشروع على فكرة استغلال كافة الفراغات لتعمل على خدمة المستخدمين بشكل جيد.

وقد كانت هذه الأفكار ترتكز بشكل أساسي على استعمالات المبنى وعلى العوامل المحلية التي تؤثر في التصميم مثل مدخل المبنى و أشعة الشمس واتجاه الرياح والمناخ وكغيرها .

يتكون المبنى الرئيسي من طابق تسوية واخر ارضي وطابق اول وطابق ثاني وطابق ثالث بالاضافة الى ثلاث مشاغل متشابهة على جزء من قطعة أرض مساحتها 14.1دونما، ومساحة المبنى الرئيسي 7250 متر مربع ومساحة المشاغل تبلغ 2323 متر مربع , أي أن المساحة الكلية للبناء هي 9573 مترمربع .

3.2 موقع المشروع

لتصميم أي مشروع فإنه ينبغي دراسة الموقع المراد إنشاء المبنى عليه بعناية فائقة سواء تعلق ذلك بالموقع الجغرافي أم بتأثير القوى المناخية السائدة في المنطقة.

بحيث تكون العناصر القائمة وعلاقاتها بالتصميم المقترح في تناسق لتحقيق التصميم الأمثل، فلذلك يجب إعطاء فكرة عامة عن عناصر الموقع، من توضيح للأرض المقترحة للبناء ولعلاقة الموقع بالشوارع والخدمات المحيطة، و ارتفاع المباني المحيطة، واتجاه الرياح السائدة ومسار الشمس.

وقد تم اختيار منطقة بيت عنون شمال الخليل لتنفيذ هذه الكلية حيث تمتاز هذه المنطقة بسهولة الوصول اليها وتوفر شارع رئيسي الى قطعة الأرض و وجود كافة الخدمات الرئيسية والبنى التحتية اللازمة لتنفيذ المشروع , وتقدر قطعة الأرض المخصصة للمشروع بحوالي 44.1 دونم.

وقد تم ملائمة المشروع مع الموقع الذي تم اختياره، الشكل (2-1) , و الشكل (2-2), وكذلك تم مراعاة تحقيق الوظيفة للمبنى وتحقيق شروط الجمال، وتم مراعاة اختيار مكان مناسب من حيث التوجيه والتهوية وحركة الشمس والرياح.

الشكل (2-1): موقع قطعة الارض الخاصة بالمشروع

4.2 أهمية الموقع

تكمن اهمية هذا الموقع الكائن بالقرب من بيت عنون شمال الخليل في انه يشكل حلقة وصل بين شمال وجنوب محافظة الخليل بالاضافة الى سهولة الوصول اليه فهناك اكثر من شارع رئيسي يخدم ذلك الموقع بالاضافة الى قربة من الطريق رقم 60 (الالتفافي) فهذا الطريق يربط جميع مناطق الضفة الغربية .

الشكل (2-2) مخطط موقع المشروع

وان من أهم الأمور التي تميز موقع هذا المشروع وتم مراعاتها في اختيار هذا الموقع هي النقاط التالية :-

1) حاجة المنطقة إلى مثل هذا المشروع واستكمالا لمشاريع التنمية في المدينة.
2) توفر قطعة أرض بمساحة تستوعب حجم المشروع.
3) حيوية المنطقة .
4) سهولة الوصول إلى الموقع.
5) احتفاظ الموقع بمميزات طبيعية.

5.2 وصف المساقط الأفقية للمبنى

1.5.2 المبنى الرئيسي طابق التسوية

تبلغ مساحة هذا الطابق 585 متر مربع الشكل(2-3) , ويحتوي قاعة طعام كبيرة (كفتيريا) ويحتوي على مطبخ ومخازن وحمامات ,وينخفض منسوبه بمقدار 4 امتار , ومدخله الرئيسي من الجهة الجنوبية , وهو غير متصل مع الطابق الارضي بدرج داخلي

الشكل(2-3) المسقط الأفقي لطابق التسوية

2.5.2 المبنى الرئيسي الطابق الأرضي

يتكون هذا الطابق من قسمين غير متصلين الشكل (2-4) تبلغ مساحتهما 1892 متر مربع .القسم الصغير يحتوي على مجموعة من المكاتب وقسم شؤون الموظفين و الشؤون المالية وقسم الخدمات التقنية وتبلغ مساحته 585 متر مربع , ومنسوبه صفر مع مستوى الارض ومدخله من الجهة الشمالية الغربية .

اما القسم الكبير فتبلغ مساحته 1307 متر مربع ويحتوي على مكاتب موظفين و قاعات تدريس ومختبرات ومكتبة ومختبرات حاسوب , ويحتوي على ادراج ومصعد كهربائي للانتقال بين المستويات المختلفة ,ومدخله الرئيسي من الجهة الجنوبية ويقع على منسوب صفر ويبلغ ارتفاع الطابق 4 امتار .

الشكل (2-4)المسقط الأفقي للطابق الأرضي

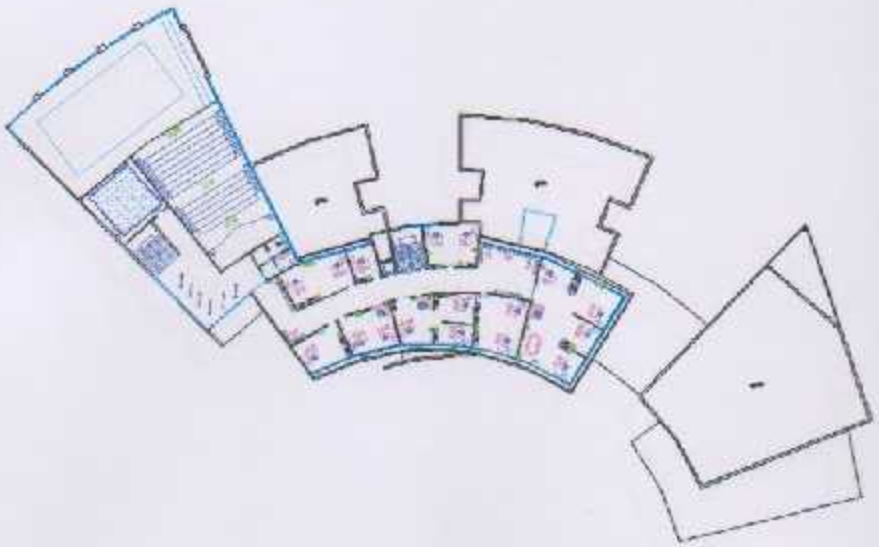
3.5.2 المبنى الرئيسي الطابق الاول

وتبلغ مساحة هذا الطابق 2100 متر مربع الشكل(2-5) ويحتوي على مكاتب موظفين وقاعة مسرح وقاعة رياضية كبيرة تحتوي على فراغات كبيرة ,منسوب هذا الطابق هو 4 امتار ويبلغ ارتفاعه أربع امتار . ومنسوب سقف المسرح والقاعة الرياضية يرتفع 8 امتار عن منسوب أرضية الطابق , كما ويوجد أدراج ومصعد كهربائي لتسهيل التنقل بين المستويات المختلفة , والمدخل الرئيسي لهذا الطابق من الجهة الجنوبية حيث يتم الدخول للمبنى عن طريق درج بسبب ارتفاعه عن منسوب الأرض .

الشكل(2-5) المسقط الافقي للطابق الاول

4.5.2 المبنى الرئيسي الطابق الثاني

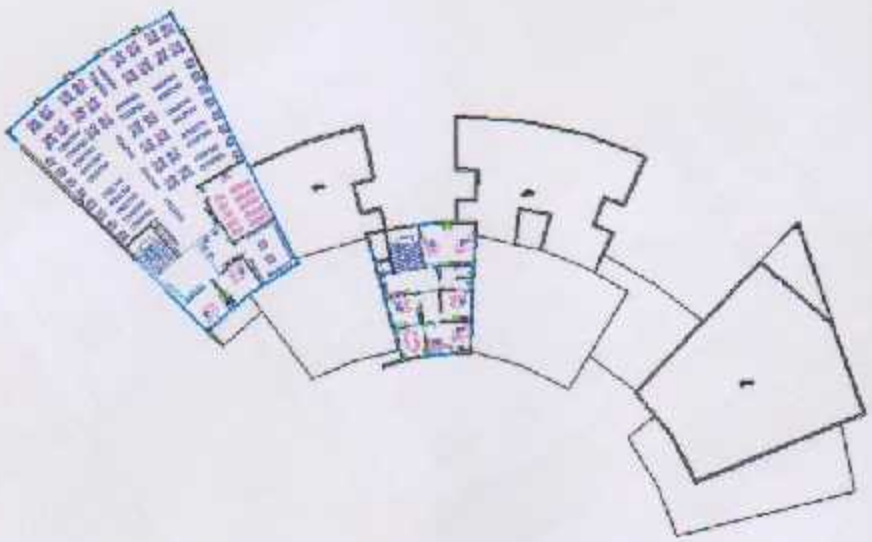
تبلغ مساحة هذا الطابق 1607 متر مربع ويحتوي على مكاتب موظفين و مسرح ومصلى الشكل(2-6), ويحتوي على أدراج للتنقل بين المستويات المختلفة ومنسوب هذا الطابق هو 8 أمتار عن سطح الارض وارتفاع الطابق هو 4 أمتار.



الشكل(2-6) المسقط الافقي للطابق الثاني

5.5.2 المبنى الرئيسي الطابق الثالث

تبلغ مساحة هذا الطابق 1069 متر مربع ويحتوي على مكتب رئيس الكلية ومكتب رئيس الموظفين ومجموعة من المكاتب كما ويحتوي مكتبة كبيرة الشكل(2-7) ومنسوب هذا الطابق هو 12 متر عن مستوى سطح الأرض ويبلغ ارتفاع الطابق 4 أمتار .



الشكل(2-7) المسقط الافقي للطابق الثالث

6.5.2 المشغل الاول

يتكون المشغل الاول من قسمين متصلين تبلغ مساحتهما 787 متر مربع الشكل(2-8) وطابق تسوية مساحته 160 متر مربع يحتوي القسم الاول على مشغل حدادة ومخازن ومستودعات لمواد الحدادة ومدخله الرئيسي من الجهة الجنوبية الغربية , اما القسم الثاني فهو عبارة عن مشغل نجارة ويحتوي على مستوع لمواد النجارة ومدخله الرئيسي من الجهة الجنوبية الشرقية .

الشكل(2-8) المسقط الأفقي للمشغل الأول

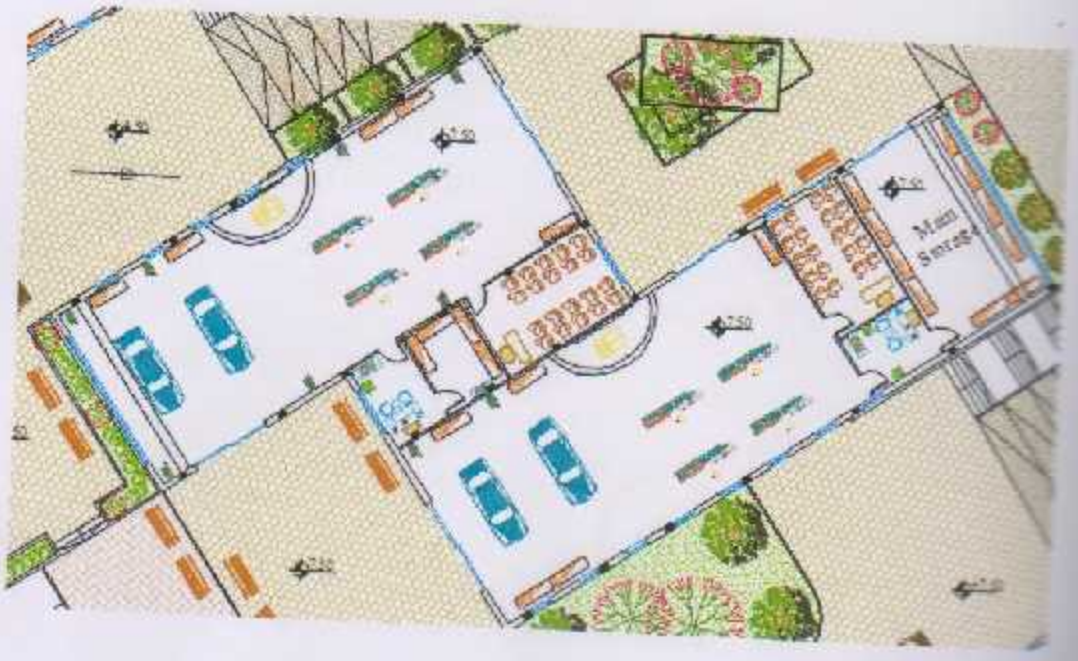
6.5.2 المشغل الاول

يتكون المشغل الاول من قسمين متصلين تبلغ مساحتهما 787 متر مربع الشكل(2-8) وطابق تسوية مساحته 160 متر مربع يحتوي القسم الاول على مشغل حدادة ومخازن ومستودعات لمواد الحدادة ومدخله الرئيسي من الجهة الجنوبية الغربية , اما القسم الثاني فهو عبارة عن مشغل نجارة ويحتوي على مستوع لمواد النجارة ومدخله الرئيسي من الجهة الجنوبية الشرقية .

الشكل(2-8) المسقط الأفقي للمشغل الأول

7.5.2 المشغل الثاني

وهو عبارة عن مشغل سيارات مقسوم الى قسمين مساحتهما 630مترمربع الشكل(2-9), بالاضافة الى طابق تسوية تبلغ مساحته 123 متر مربع يحتوي طابق التسوية على مخازن ومستودعات . ويحتوي المشغل على ساحات وماقف للسيارات بالاضافة الى مخازن للمواد والادوات , ومدخل القسم الاول من الجهة الجنوبية الغربية والقسم الثاني مدخله الرئيسي من الجهة الجنوبية الشرقية



الشكل(2-9) المسقط الافقي للمشغل الثاني

8.5.2 المشغل الثالث

وهو عبارة عن مشغل الاعمال الكهربائية يتكون من قسمين متصلين مساحتهما 527 متر مربعاشكل(2-10) , بالاضافة الى طابق التسوية ومساحته 96 متر مربع يحتوي طابق التسوية على مستودعات , والمشغل يحتوي على مساحة واسعة فيها الادوات المستخدمة للأعمال الكهربائية كما تحتوي على مخازن ومستودعات للمواد والادوات المستخدمة .

الشكل(2-10) المسقط الأفقي للمشغل الثالث

6.2 وصف الواجهات

الشكل(2-11) صورة ثلاثية الأبعاد للمبنى الرئيسي

1.6.2 المبنى الرئيسي الواجهة الشمالية

تعتبر هذه الواجهة هي الواجهة الرئيسية للمبنى الشكل(2-12) ,ويظهر في الجمال المعماري حيث تتكون هذه الواجهة من واجهات حجرية وواجهات زجاجية بالاضافة الى الاشرعة باللون البني ويتجلى الجمال المعماري في تباين الالوان وحداثة التصميم , كما ويظهر في هذه الوجهة اختلاف المستويات , في المستوى الادنى يظهر المدخل الرئيسي لطابق التسوية , وفي المستوى المتوسط يظهر المدخل الرئيسي للطابق الارضي والمبنى .

الشكل(2-12) الواجهة الشمالية للمبنى الرئيسي

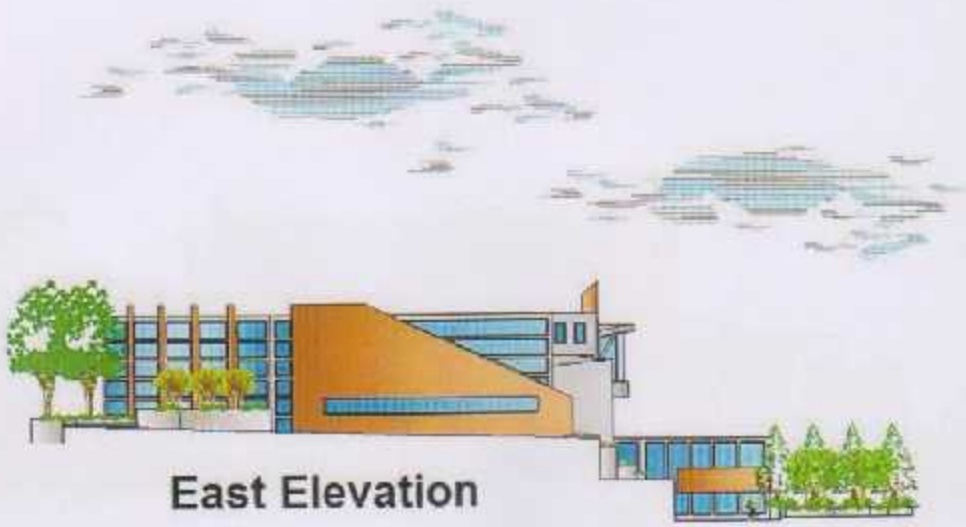
2.6.2 المبنى الرئيسي الواجهة الجنوبية

يظهر في هذه الواجهة التنوع في استخدام المواد الانشائية الشكل(2-13). حيث يوجد واجهات حجرية وزجاجية بالاضافة الى استخدام ترسات فولاذية في الطابق الاخير لتضفي منظرا جماليا عند مزجها بالواجهات الزجاجية . كما ويظهر اختلاف المناسيب والمستويات . وايضا يظهر في هذه الواجهة كيفية استغلال المساحات المحيطة بالمبنى حيث تم وضع احواض لزراعة الاشجار والزهور لتزيد من الجمال المعماري ,وتشكل ساحات مريحة للطلاب .

الشكل(2-13) الواجهة الجنوبية للمبنى الرئيسي

3.6.2 المبنى الرئيسي الواجهة الشرقية

يمكننا من هذه الواجهة رؤية القاعة الرياضية الكبيرة ويظهر ايضا شراع خرساني ضخم يضفي جمالا ورونقا خاصا كما ويظهر اختلاف المناسيب والمستويات ايضا الشكل(2-14).



الشكل(2-14) الواجهة الشرقية للمبنى الرئيسي

4.6.2 المبنى الرئيسي الواجهة الغربية

في هذه الواجهة الشكل (2-15) تظهر تفاصيل المبنى بالكامل حيث تظهر التراجعات واختلاف المستويات كما ويظهر التنوع في استخدام المواد الانشائية ويمكننا رؤية الساحات الخارجية ونباتات الزينة المستخدمة والادراج الخارجية التي تسهل في عملية التنقل بين المستويات المختلفة.

WEST ELEVATION

الشكل(2-15) الواجهة الغربية للمبنى الرئيسي

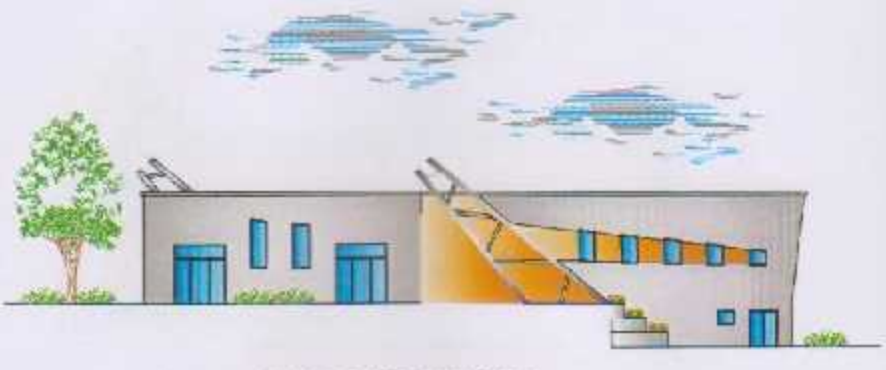
5.6.2 المشغل الواجهة الشمالية الغربية

يظهر في هذه الواجهة المدخل الرئيسي للقسم الاول من المشغل ويظهر المواد المستخدمة في بناء الواجهة وهي الحجر البني والزجاج ,كما ويظهر ان القسمين لهما نفس المنسوب الشكل(2-16).

الشكل(2-16) الواجهة الشمالية الغربية للمشغل

6.6.2 المشغل الواجهة الشمالية الشرقية

يظهر في هذه الواجهة المدخل الرئيسي للقسم الثاني من المشغل كما ويظهر اختلاف المستويات وطابق التسوية كما يمكننا رؤية الجمال المعماري في التصميم الحديث وتباين الالوان الشكل(2-17).



الشكل(2-17) الواجهة الشمالية الشرقية للمشغل

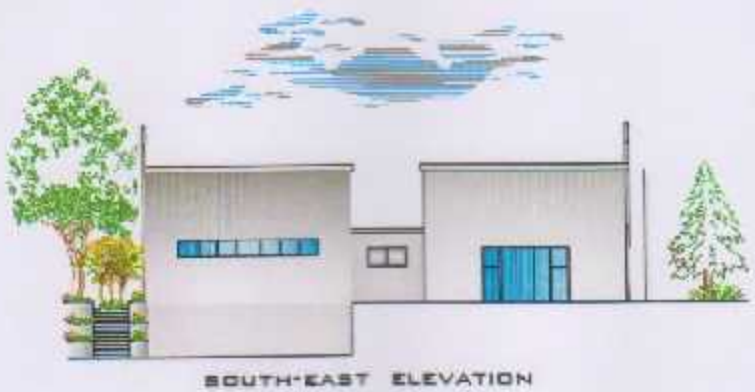
7.6.2 المشغل الواجهة الجنوبية الغربية

يظهر فى هذه الواجهة الجمال المعماري في التصميم حيث يمكننا رؤية الانسجام والدمج بين العناصر الانشائية والجمالية كما يظر المدخل الخلفي للمشغل الشكل(2-18). و يظهر عدم وجود اختلاف في المستويات من هذه الجهة .

الشكل(2-18) الواجهة الجنوبية الغربية للمشغل

8.6.2 المشغل الواجهة الجنوبية الشرقية

يظهر في هذه الواجهة المدخل الخلفي للمشغل , كما ويظهر اختلاف المناسيب بين القسمين ويظهر في القسم الايمن طابق التسوية الشكل(2-19).



الشكل(2-19) الواجهة الجنوبية الشرقية للمشغل

الفصـــــل الثالث

الوصف الإنشائي

3

1.3 المقدمة.

2.3 هدف التصميم الإنشائي.

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى.

4.3 العناصر الإنشائية.

1.3 مقدمة

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

2.3 هدف التصميم الإنشائي

يهدف التصميم الإنشائي بشكل أساسي إلى إنتاج منشأ متين ومتزن من جميع النواحي الهندسية الإنشائية ومقاوم لجميع المؤثرات الخارجية من أحمال ميتة وحية وأيضا أحمال بيئية من تأثير الزلازل والرياح والثلوج. وبالتالي يتم تحديد العناصر الإنشائية بناء على:

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

3.3 الدراسات النظرية للعناصر الإنشائية في المبنى

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

1.3.3الأحمال

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

2.3.3الأحمال الميتة

هي أحمال تنجم عن وزن المبنى الذاتي الذي يتكون من أوزان مواد البناء المستخدمة حيث تتضمن جميع العناصر الإنشائية و التجهيزات الثابتة فهي أحمال تلازم المبنى بشكل دائم، ثابتة المقدار والاتجاه.

وفيما يتعلق بالكثافة النوعية للمواد المستخدمة فهي كالتالي:

الرقم المتسلسل	المادة المستخدمة	الكثافة المستخدمة (KN/m^3)
1	البلاط	23
2	المونة	22
3	الخرسانة المسلحة	25
4	الطوب	10
5	القصارة	22
6	الرمل	16

الجدول (3-1) الكثافة النوعية للمواد المستخدمة

3.3.3 الأحمال الحية

وهي الأحمال التي تتعرض لها الأبنية والإنشاءات بحكم استعمالاتها المختلفة , أو استعمالات جزء منها , بما في ذلك الأحمال الموزعة والمركزة, وهي تشمل :

1. أوزان الأشخاص مستعملي المنشأة.
2. الأحمال الديناميكية, كالأجهزة التي ينشأ عنها اهتزازات تؤثر على المنشأة .
3. الأحمال الساكنة, والتي يمكن تغيير أماكنها من وقت لآخر, كأثاث البيوت , والأجهزة والآلات الاستاتيكية غير المثبتة, والمواد المخزنة و الأثاث والأجهزة والمعدات، والجدول (3-2) يبين قيمة الأحمال الحية اعتمادا على نوعية استخدام المبنى حسب الكود الأردني.

الرقم المتسلسل	طبيعة الاستخدام	الحمل الحي (KN/m^2)
1	مواقف السيارات	5.0
2	المخازن	5.0
3	الممرات والادراج	3.0
4	المطاعم وصالات	5.0
5	منصات المسرح	7.5
6	قاعات المعدات	2.0
7	مكاتب الإستعلام	2.5
8	القاعات التدريسية	3.0

الجدول (3-2) الأحمال الحية

4.3.3 الأحمال البيئية

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

1. الرياح

عبارة عن قوى أفقية تؤثر على المبنى ويظهر تأثيرها في المباني المرتفعة وهي القوى التي تؤثر بها الرياح على الأبنية أو المنشآت أو أجزاءها وتكون موجبة إذا كانت ناتجة عن ضغط وسالبة إذا كانت ناتجة عن شد، وتقاس بالكيلو نيوتن لكل متر مربع(KN/m^2). وتحدد أحمال الرياح اعتماداً على ارتفاع المبنى عن سطح الأرض، والموقع من حيث الإحاطة من مباني سواء كانت مرتفعة أو منخفضة.

2. الثلوج

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

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

و الجدول التالي يبين قيمة أحمال الثلوج حسب الارتفاع عن سطح البحر حسب الكود الأردني.

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

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

الجدول (3-3) : أحمال الثلوج

3. الزلازل

من أهم الأحمال البيئية التي تؤثر على المبنى و هي عبارة عن قوى أفقية و رأسية يتولد عنها عزوم منها عزم الالتواء وعزم الانقلاب, ويمكن مقاومتها باستخدام جدران القص المصممة بساكنات و تسليح كافي يضمن سلامة المبنى عند تعرضه لمثل هذه الأحمال التي يجب مراعاتها في عملية التصميم لتقليل الخطورة والمحافظة على أداء المبنى لوظيفته أثناء الزلازل، ويتم تحديد أحمال الزلازل وقوى القص اعتماداً ورجوعا إلى الكود المستخدم(UBC97).

4.3 العناصر الإنشائية

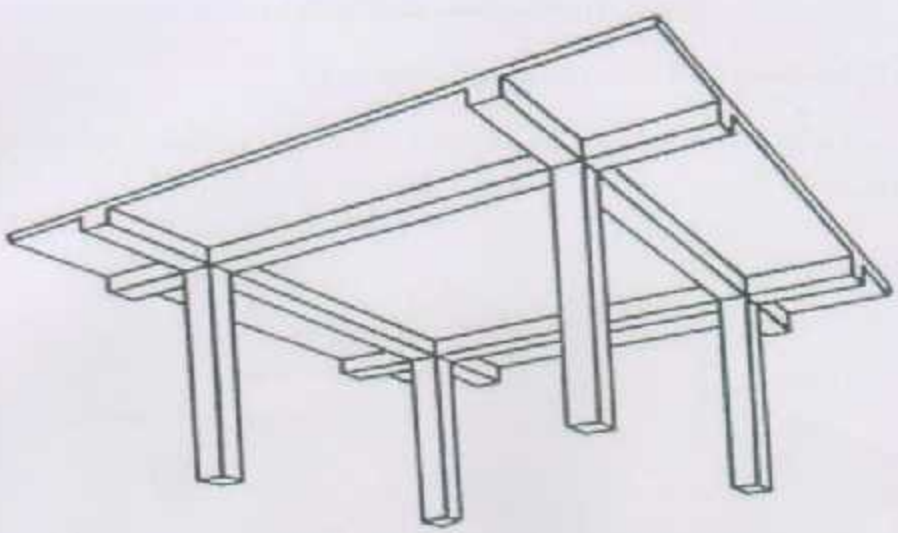
تتكون جميع المباني عادة من مجموعة من العناصر الإنشائية التي تتكاتف لكي تحافظ على استمرارية وجود المبنى وصلاحيته للاستخدام البشري، ومن أهم هذه العناصر، العقدات والجسور والأعمدة والجدران الحاملة والأساسات وغيرها.

1.4.3 العقدات

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

توجد أنواع مختلفة وعديدة شائعة الاستعمال من العقدات الخرسانية المسلحة ، منها ما يلي :

1. البلاطات المصمتة (Solid Slabs) ومنها ما هو باتجاه واحد وأخر باتجاهين.

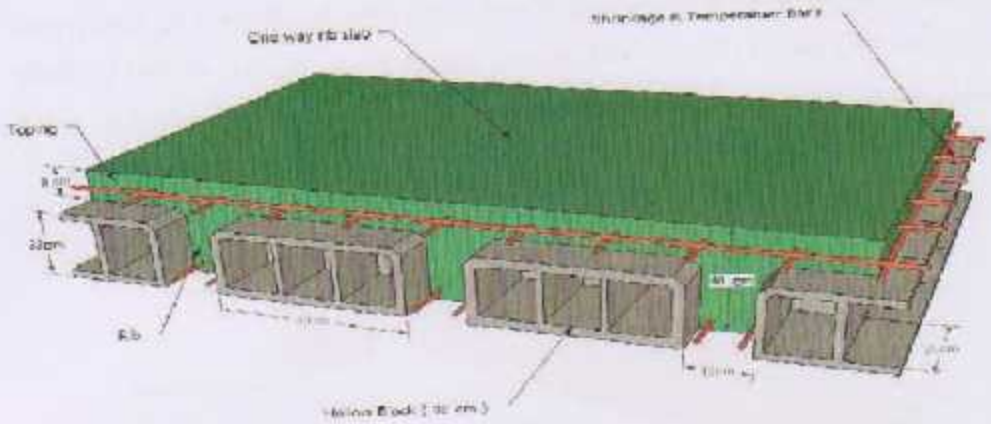


2. البلاطات المفرغة (Ribbed Slabs) وتقسم إلى :

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

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

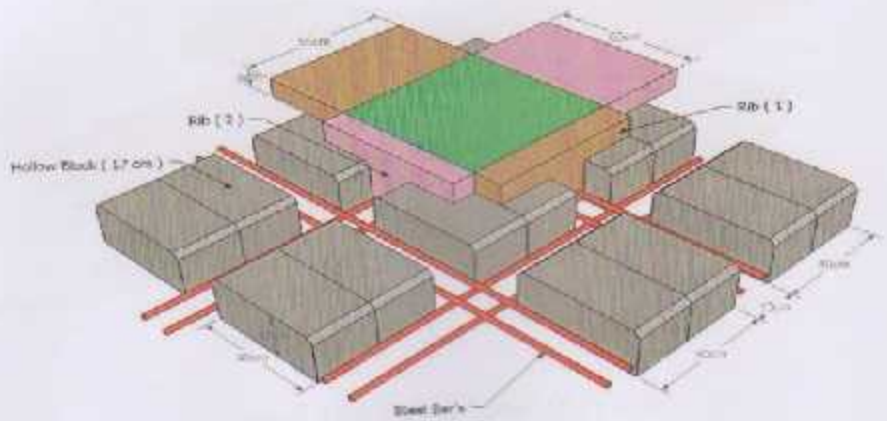
تتميز بخفة وزنها و فعاليتها.



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

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

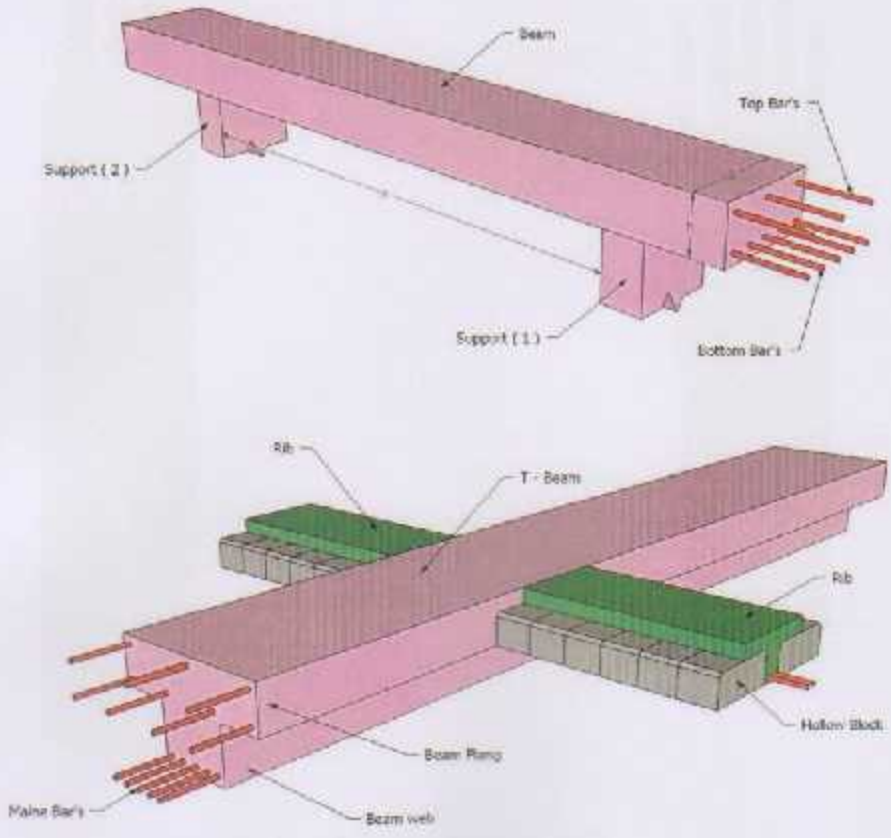
و هذا النوع لم يتم استخدامه في عقدات المبنى المختلفة ، و الشكل التالي يبين العقدات ذات الإتجاهين و تكوينها الانشائي.



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

2.4.3 الجسور:

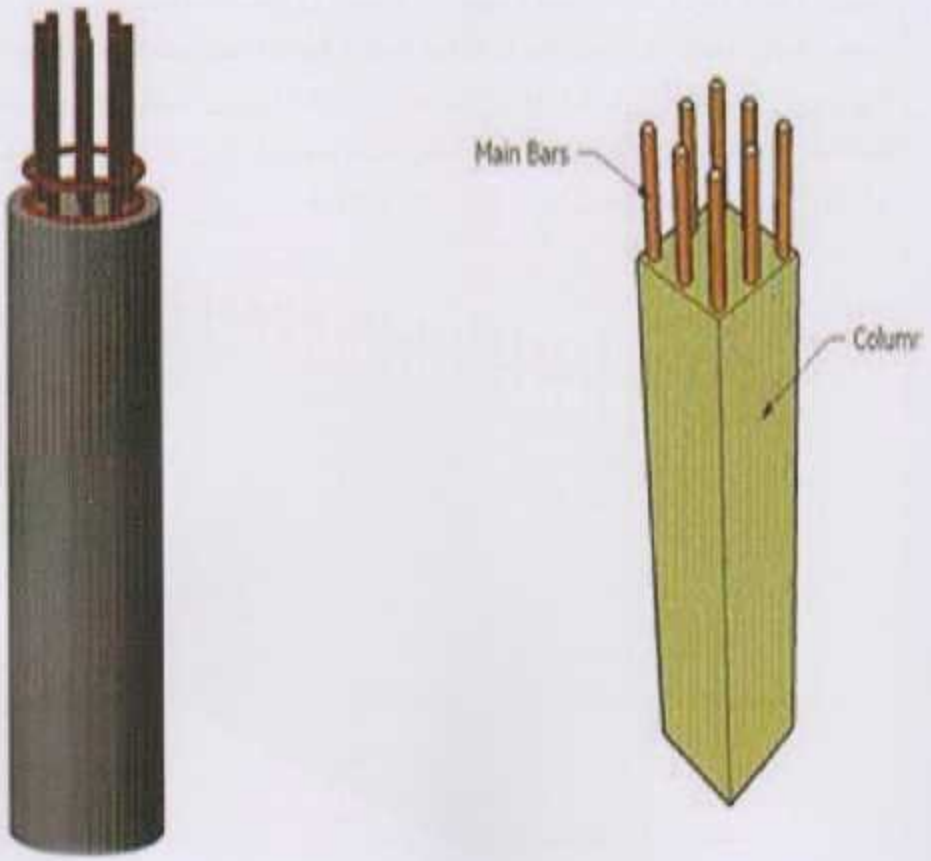
وهي عناصر إنشائية أساسية في نقل الأحمال من الأعصاب داخل العقدة إلى الأعمدة ،وهي نوعين, جسور مستورة (مخفية داخل العقدات) والجسور المدلاة "Dropped Beams" وهي التي تبرز عن العقدة من الأسفل، وفي المشروع سنقوم باستخدام الجسور المستورة والجسور المدلاة حسب الاحمال الواقعة على الجسر وكذلك حسب الفضاءات وبعد كل جسر.



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

3.4.3الأعمدة:

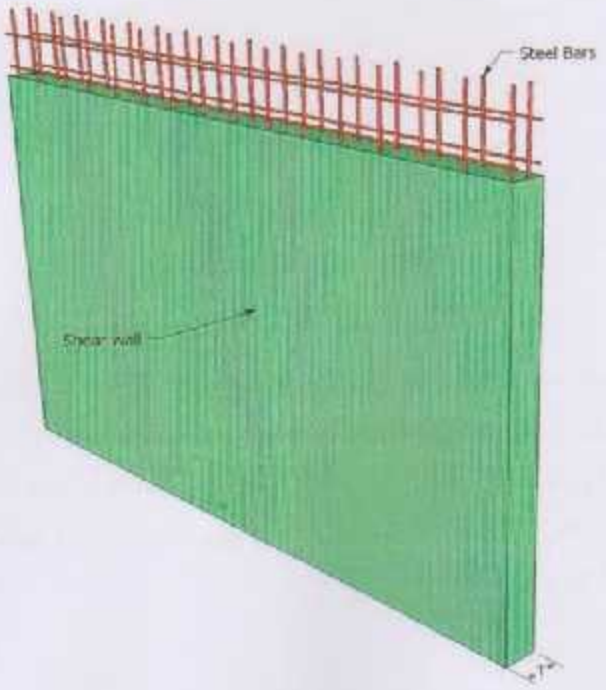
تعتبر الأعمدة العضو الرئيس في نقل الأحمال من العقدات والجسور إلى الأساسات، وبذلك فهي عنصر إنشائي ضروري لنقل الأحمال وثبات المبنى. لذلك يجب تصميمها بحيث تكون قادرة على حمل وتوزيع الأحمال الواقعة عليها ،و هي متنوعة من حيث المقطع وطريقة العمل.



الشكل (3-4): احدى أشكال الأعمدة.

4.4.3 الجدران الحاملة (جدران القص):

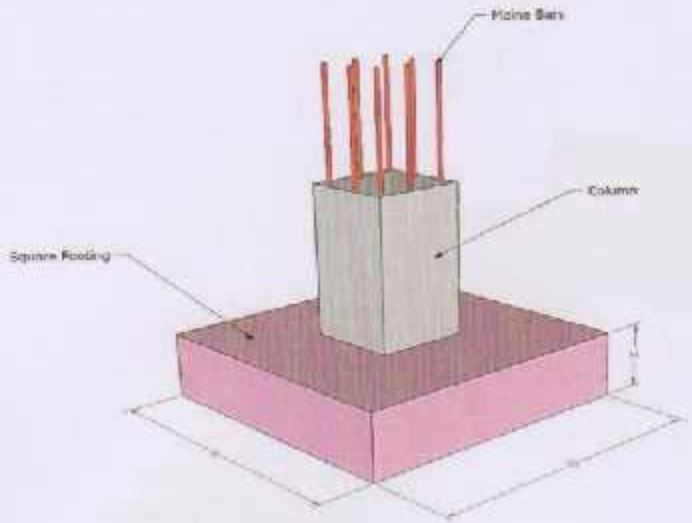
وهي عناصر إنشائية حاملة تقاوم القوى العمودية والأفقية الواقعة عليها وتستخدم بشكل أساسي لمقاومة الأحمال الأفقية مثل قوى الرياح والزلازل وتسمى جدران القص (shear wall) وهذه الجدران تسلح بطبقتين من الحديد حتى تزيد من كفاءتها على مقاومة القوى الأفقية. وقد تم تحديد الجدران الحاملة في المبنى وتوزيعها المبنى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



الشكل (3-5): جدار القص.

5.4.3 الأساسات:

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

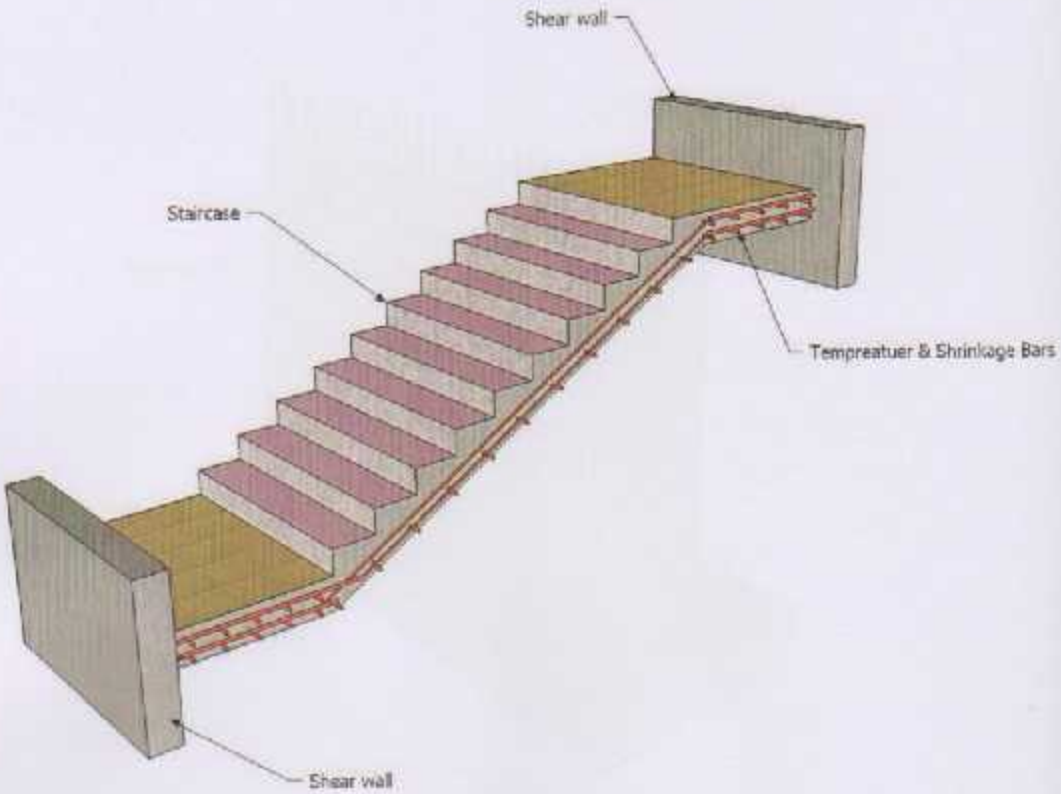


الشكل (3-6) : الأساس المنفرد

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

6.4.3 الأدراج:

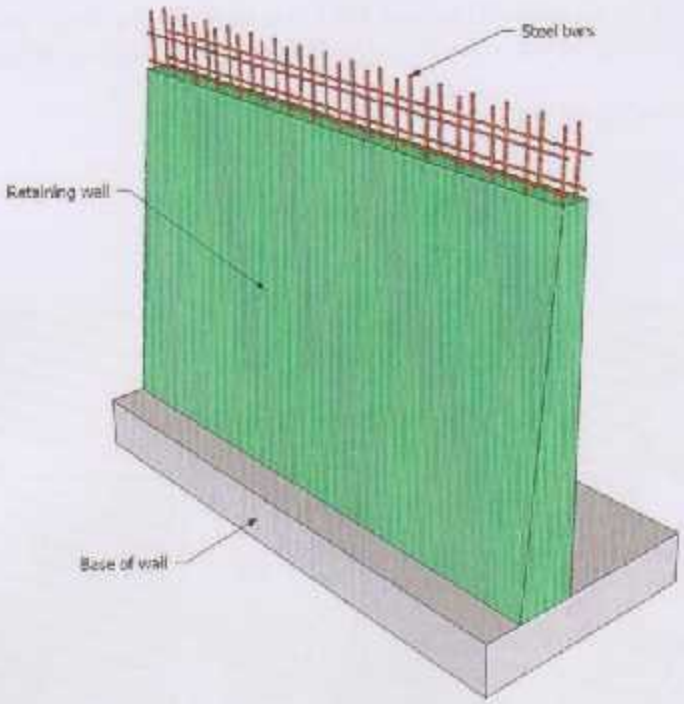
عبارة عن عناصر معمارية تستخدم للانتقال الرأسي بين المستويات المختلفة المناسيب، وتم استخدامها في مشروعنا بشكل واضح والشكل (3-7) يبين مقطع عام للدرج.



الشكل (3-7): الدرج .

7.4.3 الجدران الاستنادية:

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



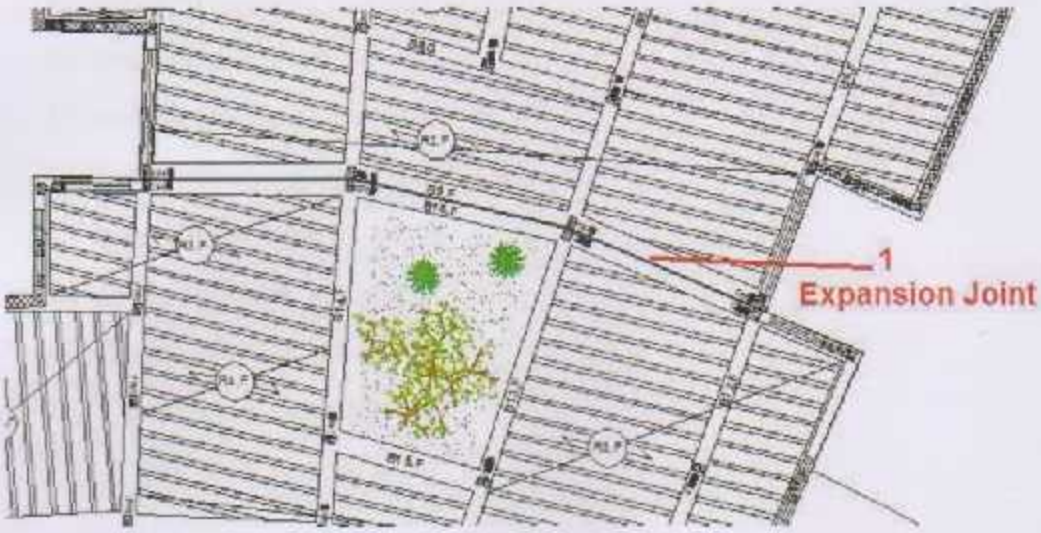
الشكل (3-8) جدار استنادي.

8.4.3فواصل التمدد (Expansions Joints):

يمكن تحديد المسافة القصوى بين فواصل التمدد للمنشآت العادية كما يلي :

- من 40 إل 45 م في المناطق المعتدلة كما هو الحال في فلسطين .
- من 30 إل 35 م في المناطق الحارة .
- و يمكن زيادة هذه المسافات بشرط الأخذ بعين الاعتبار تأثير عوامل الانكماش و التمدد و الزحف .
- و في حالة أعمال الخرسانة الكتلية كالحوائط الأستنادية و الأسوار يجب تقليل المسافات بين الفواصل و اخذ الاحتياطات اللازمة لمنع تسرب المياه من خلال فواصل التمدد .

وتم استخدام فاصلي تمدد في هذا المشروع .



الشكل (3-9) فاصل التمدد بالمبنى

Chapter Four

Structural Analysis & Design

4

4.1 Introduction.

4.2 Determination of Factored Load.

4.3 Determination of Thickness for one way Ribbed slab.

4.4 Load calculation for one way Ribbed slab.

4.5 Design of Topping and rib (R1, G)

4.6 Design of beam (B2, G)

4.7 Design of two-way ribbed slab (R3, S)

4.8 Design of one-way solid slab for theatre

4.9 Design of footing F1

4.10 Design of basement wall

4.11 Design of stairs (S1)

4.12 Design of long column (C4)

4.13 Design of short column (C7)

4.1 Introduction:

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

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

4.2 Factored Loads:

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

$$q_u = 1.2D + 1.6L \qquad ACI-318-08\ (9.2.1)$$

4.3 Determination of Thickness for One Way Ribbed Slab:-

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

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

For Rib (R1, G) in ground floor, as shown in fig (4.1).

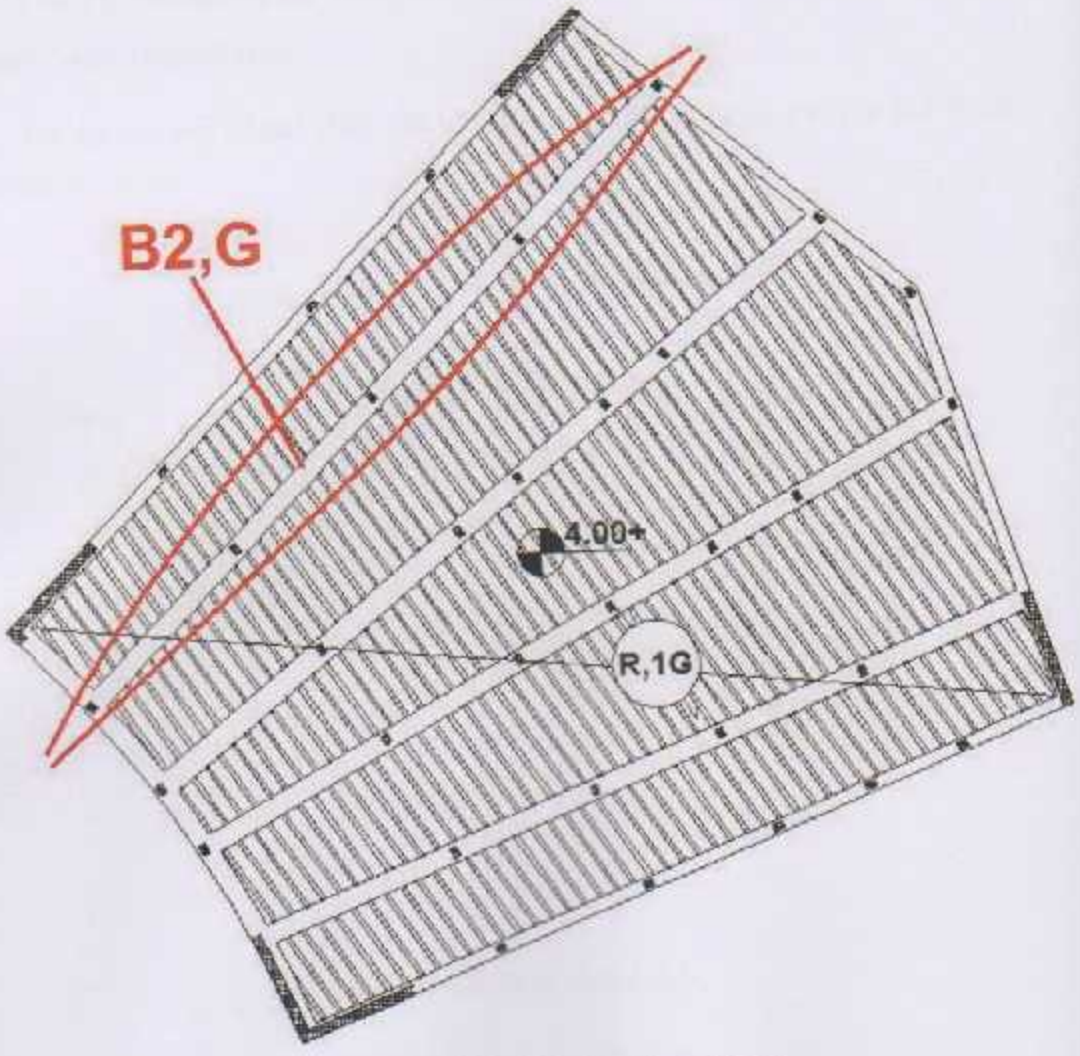


Fig. (4-1) Rib (1, G) in the Ground floor

Minimum thickness for one way ribbed slab:

$$\frac{l}{18.5} = \frac{3.40}{18.5} = 0.183m \quad \textbf{(One end continuous)}$$

$$\frac{l}{21} = \frac{6.70}{21} = 0.319m \quad \textbf{(Both end continuous)}$$

For Rib (1, G) in the Ground floor 32 cm control, (24cm block +8cm topping).

4.4 Load Calculation for One-Way Ribbed Slab:

One - way ribbed slab.

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

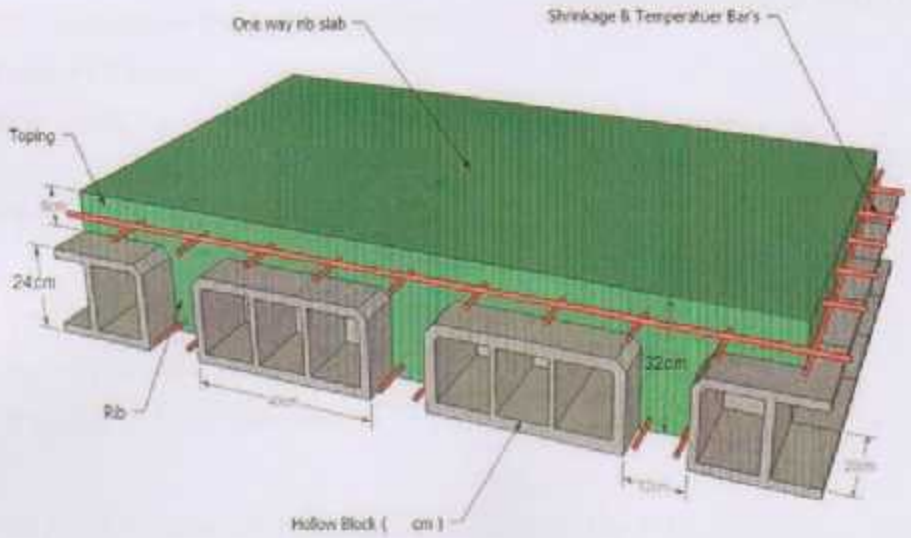


Fig. (4-2) One-Way ribbed slab

4.5.1 Topping Design:

The Topping in ribbed slab can be considered as a strip of 1 meter width and span of hollow block length with both end fixed in the ribs.

Dead Load Calculations:

Dead load from:	$\delta \times \gamma \times 1$	KN/m
Tiles	0.03*23*1	0.69
Mortar	0.02*22*1	0.44
Coarse sand	0.07*17*1	1.19
Topping	0.08*25*1	2.00
Partitions	1.5*1	1.5
	$\sum$	5.82

Table 4.1 (Dead load calculation for topping)

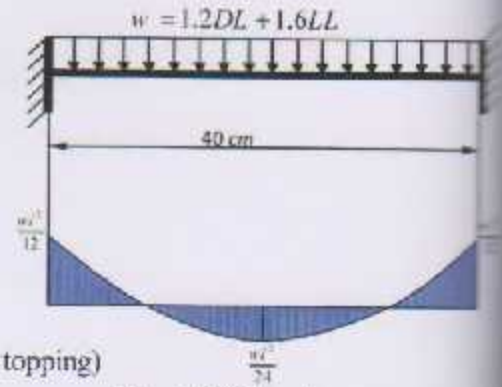


Fig. (4-3) Topping moment

$Live\ Load\ Calculation = 2 \times 1 = 2\ KN/m$

Total Factored Load:

$Wu = (1.2 \times 5.82) + (1.6 \times 2) = 10.18 KN/m$

Assume slab fixed at supported points (ribs):

$$M_u = \frac{w_u * l^2}{12} = \frac{10.18 * 0.4^2}{12} = 0.1357\ KN.\frac{m}{m} Of\ Strip\ width$$

$\emptyset M_n \geq M_u - Strength\ Condition,$

$Where\ \emptyset = 0.55 - For\ Plain\ concrte$

$M_n = 0.42\sqrt{fc} \times S_m$, $Sm\ For\ rectangular\ section\ of\ the\ slab$

$$S_m = \frac{bh^2}{6} = \frac{1000 * 80^2}{6} = 1\,066\,666 mm^3$$

$$M_n = 0.42 * 1 * \sqrt{24} * 1\,066\,666 * 10^{-6} = 2.454\ KN.m$$

$$\emptyset M_n = 0.55 \times 2.454 = 1.35\ KN.m$$

$$\emptyset M_n = 1.35\ KN.m \gg M_u = 0.1397\ KN.m$$

NO reinforcement is required by analysis. Provide $A_{s,\min}$ for slabs as shrinkage and Temperature reinforcement.

$As = \rho bt = 0.0018 \times 1000 \times 90 = 144\ mm^2/m\ strip$

$Try\ Ø8\ with\ As = 50.27\ mm^2$

$Use\ 4Ø8/m\ with\ As\ = 201mm^2/m\ - Ø8\ @250mm\ in\ both\ direction$

Step(s) is the smallest of:

1. $3h = 3 \times 80 = 240$ mm – Control
2. 450 mm
3. $S = 380\left(\frac{280}{fs}\right) - 2.5C_c = \leq 300\left(\frac{280}{fs}\right)$

$$S = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right) - 2.5C_c \leq 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}420}\right)$$

$$S = 330\ mm > 300\ mm$$

Use Φ 8@ 200mm in both directions. S = 200mm < Smax=240 mm

4.5.2 Dead Load calculations for rib (R1,G)

Live Load calculations:

LL=2×0.52=1.04

Dead Load / rib: 5.164 KN/m
Live Load /rib: 1.040 KN/m

Dead Load From	δ×γ×b	KN/m
Tiles	0.03×23×0.52	0.359
Mortar	0.03×22×0.52	0.343
Coarse Sand	0.07×17×0.52	0.619
Topping	0.08×25×0.52	1.040
RC Rip	0.24×25×0.12	0.720
Hollow Block	0.24×10×0.40	0.960
Plaster	0.03×22×0.52	0.343
Interior Partitions	1.5×0.52	0.780
	Σ	5.164

Table 4.2 Dead load calculations for rib (R1, G)

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 = 2.16 / 4 =54cm

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

b_E **=52 cm Control**

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

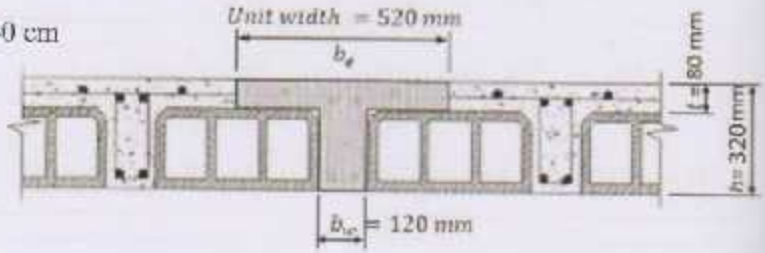


Figure 4.4 rib (R1, G) detailing

Structural Analysis of (Rib 1, G). The envelope shear and moment diagrams (for all load combinations). Using the structural analysis and design programs, we obtain the Envelope Moment diagram for Rib1

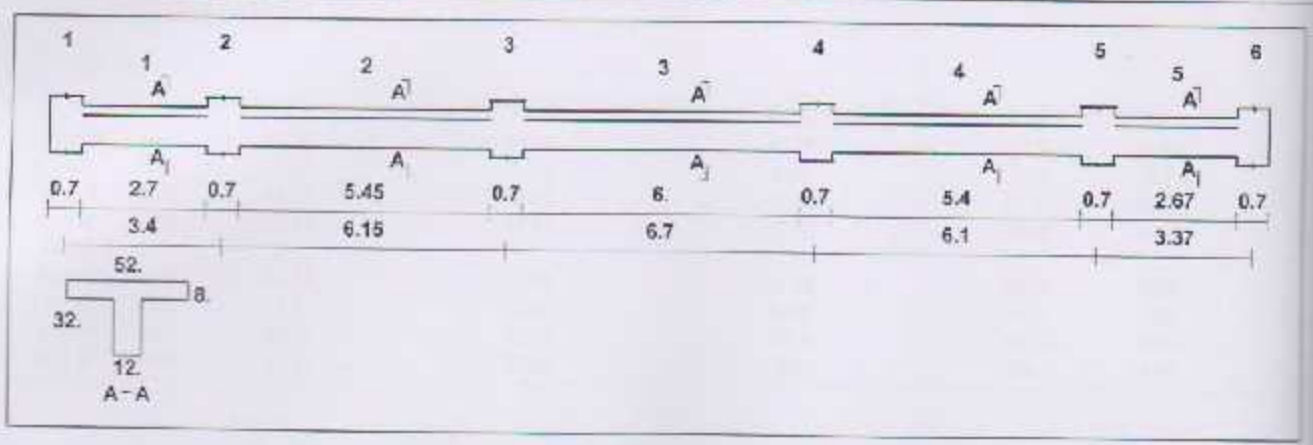


Figure 4.5 rib (R1, G) spans

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. الرقم المسلسل
Class. رقم التصنيف

Moment/Shear Envelope (Factored) Units:kN.meter

Figure 4.6 moment on rib (R1, G)

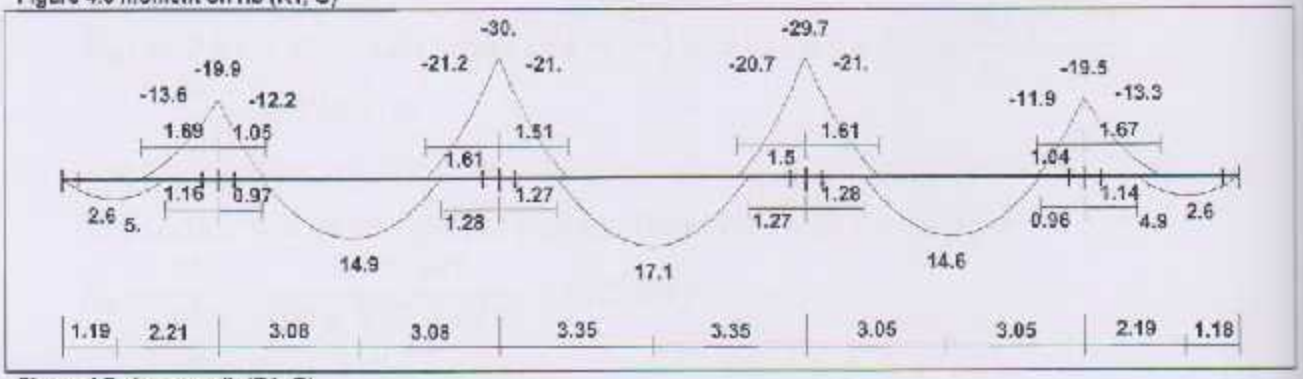


Figure 4.7 shear on rib (R1, G)

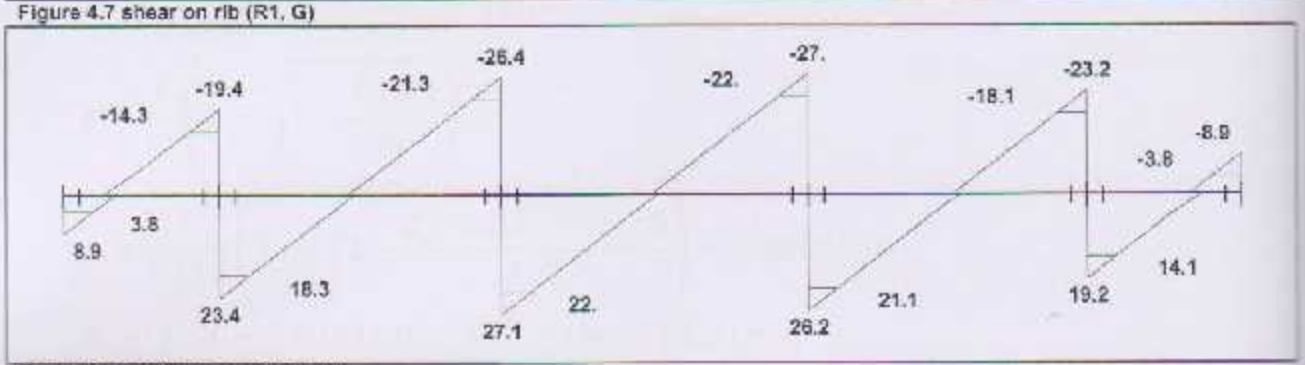


Table 4.3 reactions on rib (R1, G)

Factored						
DeadR	6.7	35.25	44.46	44.26	34.9	6.65
LiveR	2.21	7.52	9.02	8.99	7.47	2.2
Max R	8.91	42.77	53.49	53.25	42.37	8.85
Min R	5.74	36.75	47.91	47.65	36.36	5.69
Service						
DeadR	5.58	29.37	37.05	36.88	29.08	5.54
LiveR	1.38	4.7	5.64	5.62	4.67	1.37
Max R	6.97	34.07	42.69	42.5	33.75	6.92
Min R	4.98	30.31	39.21	38.	30.	4.85

Design rib (R1, G) for positive moment:

Assume bar diameter ϕ12 for main positive reinforcement

$$d = h - cover - d_{stirrups} - {}^{d_b}/_{2}$$

$$d = 320 - 20 - 10 - {}^{12}/_{2} = 284mm$$

The maximum positive moment in all spans of rib (R1, G) M_u=17.1 KN.m

- Check if a > h_f

$$\bar{M}_{nf} = 0.85 f_{\acute{c}} b h_f (d - \frac{h_f}{2})$$

$$\bar{M}_{nf} = 0.85 \times 25 \times 520 \times 80 \left(284 - \frac{80}{2}\right) = 215.70\,KN/m > \frac{M_u}{\varphi} = \frac{17.1}{0.9}$$

$$= 19KN.m$$

$\rightarrow a < h_f$

The section will be designed as rectangular section with b = 520mm

$$R_n = \frac{M_u}{\varphi b d} = \frac{8.7 \times 10^6}{0.9 \times 520 \times 284^2} = 0.230MPa$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 f_{\acute{c}}} = \frac{420}{0.85 \times 25} = 19.76$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.230 \times 19.76}{420}}\right) = 0.0005506$$

$$A_s = \rho b d = 0.0005506 \times 520 \times 284 = 81.31mm^2$$

- Check $A_{s,min}$:

$$A_{s,min} = 0.25 \frac{\sqrt{f_{\acute{c}}}}{f_y} b_w d \leq \frac{1.4}{f_y} b_w d$$

$$A_{s,min} = 0.25 \times \frac{\sqrt{25}}{420} \times 520 \times 284 = 101.43mm^2$$

$$\leq A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \times 520 \times 284 = 113.6mm^2 - control$$

$\rightarrow$ Use 2ϕ10 with $A_s = 157mm^2 > A_{s,req} = 113.6mm^2$

- Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_{\acute{c}} b} = \frac{157 \times 420}{0.85 \times 25 \times 520} = 5.96mm$$

$\beta_1 = 0.85$

$$c = {}^{a}/_{\beta_1} = {}^{5.96}/_{0.85} = 7.01mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d - c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{284 - 7.01}{7.01}\right) = 0.1185 \gg 0.005 \rightarrow okay$$

Usually, no reinforcement less than 2ϕ10 can used. So, for all spans with positive moments equal or less than M_u=17.1KN.m, use 2ϕ10 for each rib.

- Design rib (R1, G) for negative moment

Assume bar diameter ϕ12 for main negative reinforcement.

$$d = h - cover - d_{stirrups} - {}^{d_b}/_{2}$$

$$d = 320 - 20 - 10 - {}^{12}/_{2} = 284mm$$

According to ACI 8.9.3 – for all beams built integrally with supports, design based on moments at face of support shall be permitted.

The maximum negative moment at the face of support Mu= -21.2KN.m

$$R_n = \frac{M_u}{\varphi bd} = \frac{21.2 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 284^2} = 2.434MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.434 \times 19.76}{420}}\right) = 0.00617$$

$$A_s = \rho bd = 0.00617 \times 120 \times 284 = 210.32mm^2 - \text{Control}$$

$$A_{s,min} = 0.25 \times \frac{\sqrt{25}}{420} \times 520 \times 284 = 101.43mm^2$$

$$\leq A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \times 520 \times 284 = 113.6mm^2$$

Use 2ϕ12 with A_s= 226.2mm^2

- Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{226.2 \times 420}{0.85 \times 25 \times 120} = 37.26mm$$

β_1=0.85

$$c = {}^{a}/_{\beta_1} = {}^{37.26}/_{0.85} = 43.83mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{284 - 43.83}{43.83}\right) = 0.016 > 0.005 \rightarrow okay$$

Use 2ϕ12.

M_u= -21.2KN.m, use 2ϕ12 for each support.

- Design rib (R1, G) for shear:

The maximum shear force at distance d from the support Vu= 21.3 KN

جامعة بوليتكنك فلسطين
Palestine Polytechnic University
(PPU)
The Library المكتبة
Acc. ١٢٩٦١ الرقم التسلسل

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

$$V_n = \frac{V_u}{\varphi}$$

$$V_c = 1.1 \times \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_c}b_w d = 1.1 \times \frac{1}{6} \times 1 \times \sqrt{25} \times 120 \times 284 \times 10^{-3} = 31.24KN$$

$$\varphi V_c = 0.75 \times 31.24 = 23.43$$

$$\frac{1}{2}\varphi V_c = \frac{23.43}{2} = 11.715KN < V_u = 21.31$$

→Minimum shear reinforcement is required except for concrete joist construction.

So, **no shear reinforcement will provided.**

- Load Calculations for beam (B2, G):

WD from Rib (R1, G) on beam (B2, G):

The maximum support reaction (factored) from dead loads for rib (R1, G) upon beam (B1, G) is 35.25 KN. The distributed dead load to beam (B2, G):

$$W_D = \frac{29.37}{0.52} = 56.48KN$$

Assume the width of the beam b=1 m then the own weight of the beam can be calculated as:

$$W_{beam} = \delta \times \gamma \times b = 0.5 \times 0.7 \times 24 \times 1 = 8.4KN$$

Total Load = 56.48+8.4=64.88KN

- Live load calculation for beam (B2, G):

The maximum support reaction for rib (R1, G) upon beam (B2, G)

$$W_L = \frac{4.7}{0.52} = 9.04KN$$

And the values will be entered on the computer program to have:

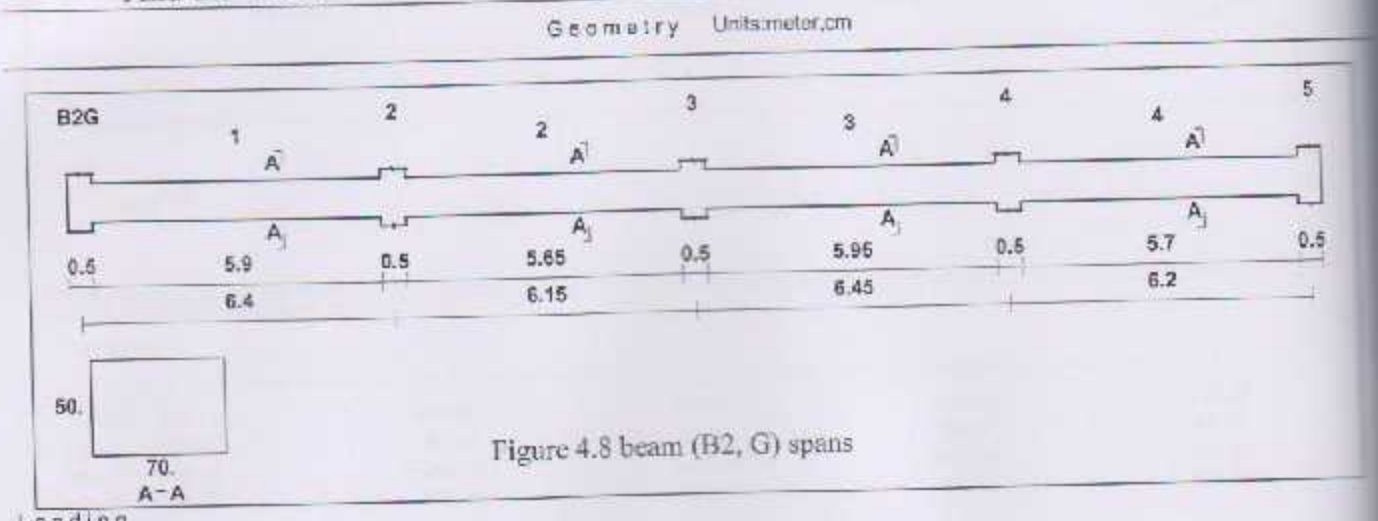
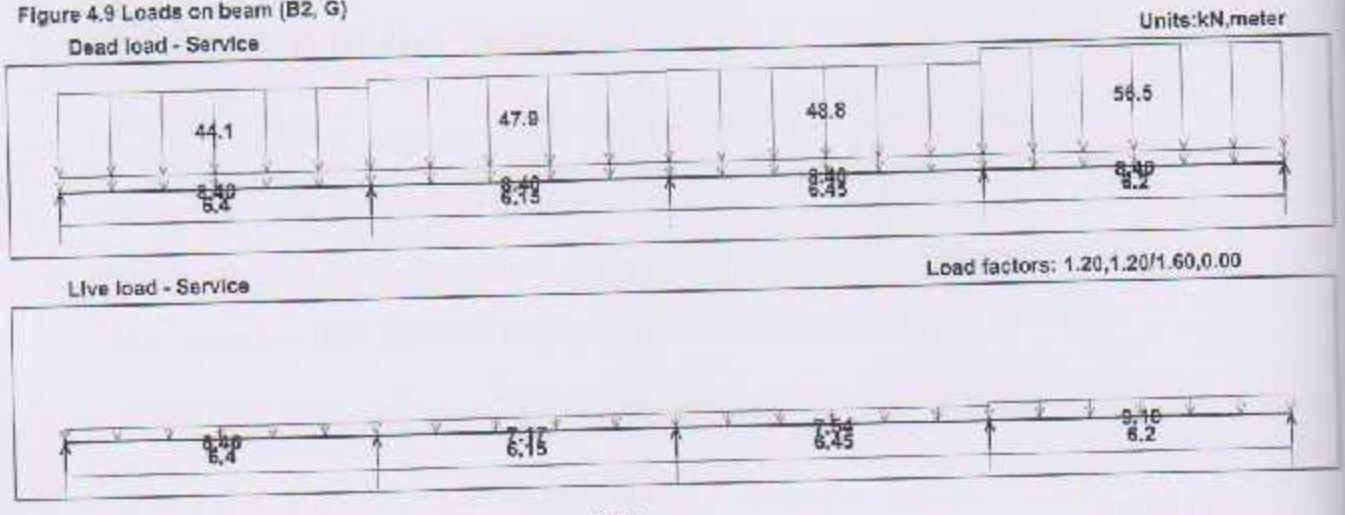


Figure 4.8 beam (B2, G) spans

Figure 4.9 Loads on beam (B2, G)



The moment and shear diagrams will be:

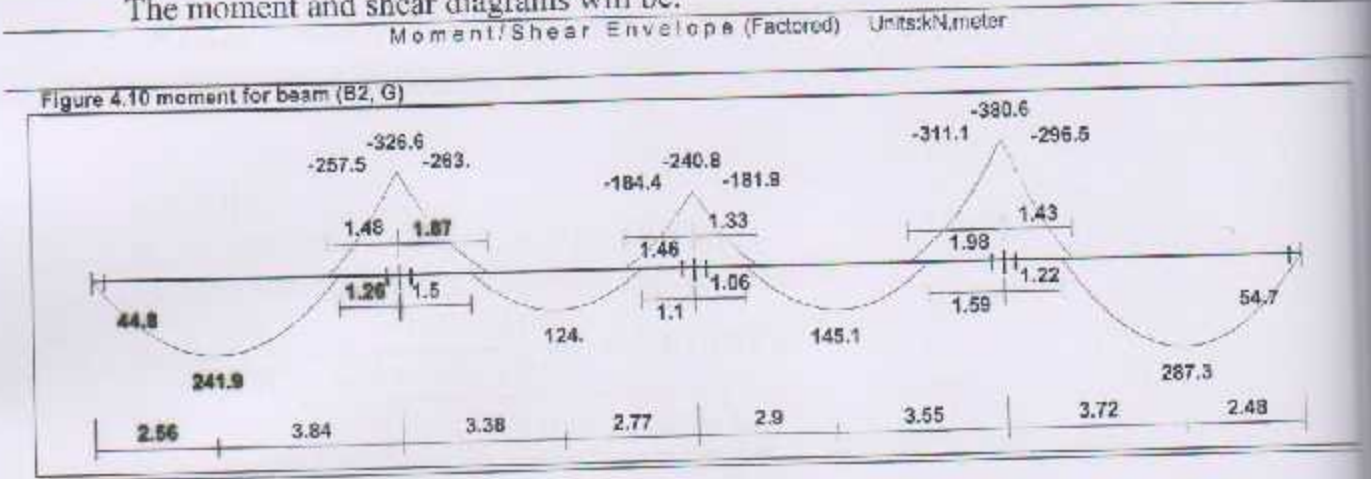


Figure 4.10 moment for beam (B2, G)

Figure 4.11 shear diagram for beam (B2, G)

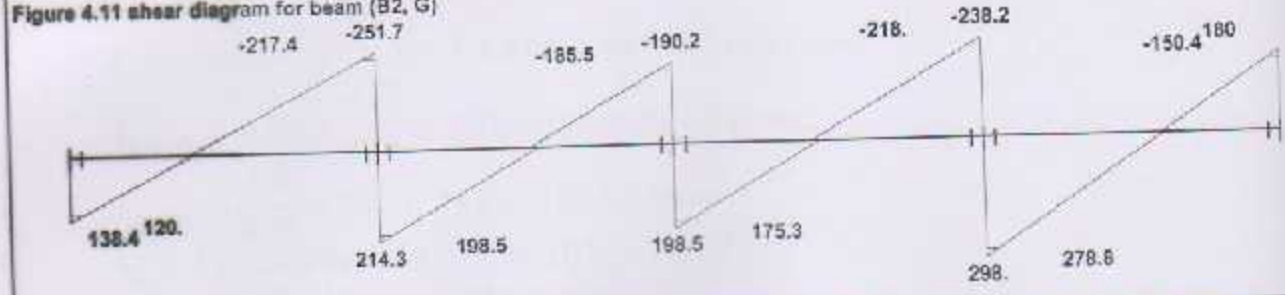


Table 4.4 reactions on beam (B2, G)

Factored

DeadR	158.74	465.62	395.93	533.46	190.33
LiveR	29.62	84.16	84.83	102.7	40.13
Max R	188.35	549.98	480.75	636.16	230.46
Min R	155.08	497.49	419.27	570.66	185.98
Service					
DeadR	132.28	388.19	329.94	444.55	158.61
LiveR	18.51	52.6	53.02	64.19	26.08
Max R	150.79	440.79	382.96	508.74	183.69
Min R	129.99	407.98	344.53	467.8	155.89

4.6 Design of the beam:

$$d = h - cover - d_{stirrups} - \frac{d_b}{2} = 500 - 40 - 8 - \frac{18}{2} = 443mm$$

Design of beam (B2, G) for flexure:

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

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

$$c = \frac{3}{7}d = \frac{3}{7}443 = 189.85mm \qquad \beta_1 = 0.85$$

$$a = \beta_1 c = 0.85 \times 189.85 = 161.37mm$$

$$M_{n,max} = 0.85 f_c' ab\left(d - \frac{a}{2}\right) = 0.85 \times 25 \times 161.37 \times 700 \times \left(443 - \frac{161.37}{2}\right)$$
$$= 869.69KN.m$$

$\varphi = 0.82$

$M_u = 380.6KN.m < \varphi M_n = 713.1KN.m$

Design section as singly reinforced concrete section:

$$R_n = \frac{M_u}{\varphi bd^2} = \frac{380.6 \times 10^6}{0.9 \times 700 \times 443^2} = 3.078MPa$$

$$\rho = \frac{1}{19.76}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.078 \times 19.76}{420}}\right) = 7.95 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \rho bd = 7.95 \times 10^{-3} \times 700 \times 443 = 2466.4mm^2$$

$$A_{s,min} = 0.25 \times \frac{\sqrt{25}}{420} \times 700 \times 443 = 922.91mm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \times 700 \times 443 = 1033.67mm^2$$

$A_s = 2466.4mm^2 > A_{s,min} = 1033.67mm^2$

→Use 10ϕ18 with As = 2544.69mm^2

Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b} = \frac{2544.69 \times 420}{0.85 \times 25 \times 700} = 71.85mm$$

β_1=0.85

$$c = {}^{a}/_{\beta_1} = {}^{71.85}/_{0.85} = 84.52mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{443-84.52}{85.52}\right) = 0.0125 > 0.005 \rightarrow okay$$

$$M_n = A_s f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = 2544.69 \times 420\left(443 - \frac{71.85}{2}\right) \times 10^{-6} = 435.07KN.m$$

$$\varphi M_n = 0.9 \times 435.07 = 391.56KN.m \geq M_u = 380.5KN.m \rightarrow okay$$

- Check for placement:

$$S_b = \frac{700 - 40 \times 2 - 8 \times 2 - 10 \times 18}{9} = 47.1mm > 25mm \rightarrow okay$$

- Design beam (B2, G) for shear:

Critical section at d from the face of support

$V_{u,max}$=278.8KN

$$V_c = \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1}{6} \times 1 \times \sqrt{25} \times 700 \times 443 \times 10^{-3} = 252.6KN$$

Check for section dimensions:

$$V_s = \frac{V_u}{\varphi} - V_c = \frac{278.8}{0.75} - 252.6 = 119.13KN$$

$$V_{s,max} = \frac{2}{3}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{2}{3}\sqrt{25} \times 700 \times 443 \times 10^{-3} = 1033.67KN$$

$V_s < V_{s,max} - the\ section\ is\ large\ enough$

Find the maximum stirrups spacing:

$$if\ V_s < V_{\acute{s}} = \frac{1}{3}\sqrt{f_c'}b_w d\ then\ S_{max} \leq \frac{d}{2}\ or\ S_{max} \leq 600mm$$

$$V_{\acute{s}} = \frac{1}{3}\sqrt{25} \times 700 \times 443 \times 10^{-6} = 516.83KN$$

$$\rightarrow V_s = 180.47KN < V_{\acute{s}} = 516.83KN$$

Then $S_{max} \leq \frac{443}{2} = 221.5 - control$

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

- Check for $V_{s,mtn}$

$$A_{v,min} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}\frac{b_w s}{f_{yt}}$$

But not less than

$$A_{v,min} = \frac{1}{3}\frac{b_w s}{f_{yt}} - control$$

$$V_{s,mtn} = \frac{1}{16}\sqrt{f_c'}b_w d = \frac{1}{16}\sqrt{25} \times 700 \times 443 \times 10^{-3} = 96.91KN$$

$$V_{s,min} = \frac{1}{3}b_w d = \frac{1}{3} \times 700 \times 443 \times 10^{-3} = 103.36KN - control$$

$$\varphi V_c < V_u \leq \varphi(V_c + V_{s,min})$$

$0.75 \times 252.6 = 189.45KN < 278.8KN < 0.75 \times (252.6 + 103.36) = 266.97KN$

Or $V_s = 180.47KN > V_{s,min} = 103.36KN - case\ IV$

Compute the stirrups spacing required to resist the shear forces:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_{yt}d} \Rightarrow s = \frac{A_v f_{yt} d}{V_s} = 103.6mm$$

Use 2legs stirrups ϕ8@100mm

4.7 Design of two-way ribbed slab (R3, S):

1. The thickness of the slab is
   h=32cm (24cm block and 8cm topping)
2. Load calculations:

Material	Thickness	Density	Load calculations	Load(KN/rib)
Tiles	3cm	22	22×0.03×0.52×0.52	0.178
Mortar	2cm	22	22×0.02×0.52×0.52	0.119
Sand	7cm	16	16×0.07×0.52×0.52	0.303
RC topping	8cm	25	25×0.08×0.52×0.52	0.541
RC rib	24cm	25	25×0.24×0.52×0.52	0.662
Concrete block	24cm	9	9×0.24×0.12(0.4×0.52)	0.346
Plaster	2cm	22	22×0.02×0.40×0.40	0.119
Partitions	1.5KN/m		1.5×0.52×0.52	0.406
			Σ	**2.674**

Table 4.5 dead load calculations for rib (R3, S)

Total dead load = 2.674KN/rib

Live load of the slab = 2KN/m²

$$DL = \frac{2.674}{0.52 \times 0.52} = 9.9KN/m^2$$

$$W_D = 1.2 \times 9.9 = 11.88KN/m^2$$

Live Load of the slab:

LL=2KN/m²

$$W_D = 1.6 \times 2.0 = 2.4KN/m^2$$

$$w = 11.88 + 2.4 = 14.28KN/m^2$$

$$M_a = C_a w l_a^2 \quad M_b = C_b w l_b^2$$

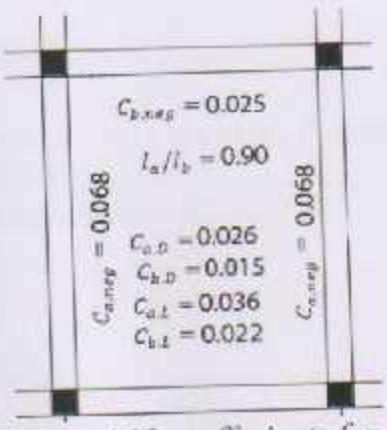


Figure 4.12 coeffecients for (R3, S)

we use the tables to find the coeffecients C_a, C_b

$l_a = 7.3m \;\; l_b = 6.6m$

$l_a/l_b = 0.9$

From tables we find :

The loads will be by calculations using the previous factors:

$$M_{a,pos} = 0.026 \times 11.88 \times 6.6^2 \times 0.52 + 0.036 \times 2.4 \times 6.6^2 \times 0.52 = 8.95KN.m$$

$$M_{a,neg} = 0.068 \times 14.28 \times 6.6^2 \times 0.52 = 22.00KN.m$$

$$M_{b,pos} = 0.015 \times 11.88 \times 7.3^2 \times 0.52 + 0.022 \times 2.4 \times 7.3^2 \times 0.52 = 6.37KN.m$$

$$M_{b,neg} = 0.026 \times 14.28 \times 7.3^2 \times 0.52 = 9.9KN.m$$

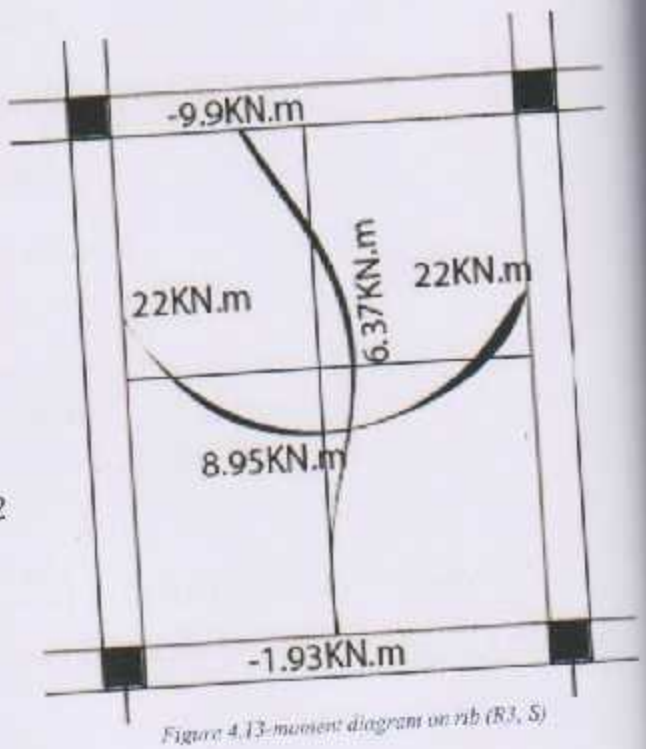


Figure 4.13-moment diagram on rib (B3, S)

Design for negative moment:

$d = h - cover - d_{stirrups} - {}^{d_b}/_2$

Assume bar diameter 14mm for main reinforcement:

$d = 320 - 20 - 8 - {}^{14}/_2 = 285mm$

According to ACI 8.9.3 – for all beams built integrally with supports, design based on moments at face of support shall be permitted.

The maximum negative moment at the face of support Mu= -22.0KN.m

$$R_n = \frac{M_u}{\varphi bd} = \frac{22.0 \times 10^6}{0.9 \times 120 \times 285^2} = 2.5MPa$$

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

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.5 \times 20.6}{420}}\right) = 0.0064$$

$A_s = \rho bd = 0.0064 \times 120 \times 285 = 218.88mm^2$ – Control

$$A_{s,min} = 0.25 \times \frac{\sqrt{24}}{420} \times 120 \times 285 = 99.7mm^2$$

$$\leq A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 285 = 114mm^2 - control$$

Use 2ϕ12 with A_s= 226.2mm^2 > 218.88mm^2

- Check for strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{226.2 \times 420}{0.85 \times 24 \times 120} = 38.81mm$$

β_1=0.85

$$c = {}^{a}/_{\beta_1} = {}^{38.81}/_{0.85} = 45.66mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{285 - 45.66}{45.66}\right) = 0.0157 > 0.005 \rightarrow okay$$

Analysis the T-section rib for different two bars 2ϕ10 (positive moment):

$$d = 320 - 20 - 8 - {}^{10}/_{2} = 287mm$$

$$A_{2\phi 10} = 2 \times 78.5 = 157mm^2$$

$$> A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \times 120 \times 285 = 114mm^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{157 \times 420}{0.85 \times 24 \times 520} = 6.216mm < h_f = 80mm$$

→rectangular section

$$c = {}^{a}/_{\beta_1} = {}^{6.216}/_{0.85} = 7.313mm$$

$$M_n = A_s f_y\left(d - \frac{a}{2}\right) = 157 \times 420 \times \left(287 - \frac{6.216}{2}\right) \times 10^{-6} = 18.72KN.m$$

Check for strain:

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{287 - 7.313}{7.313}\right) = 0.114 \gg 0.005 \rightarrow okay$$

→ϕ=0.9

$M_u = \phi M_n = 0.9 \times 18.72 = 16.84KN.m$

- Design for negative -11.47KN.m:

$$M_n = \frac{M_u}{\varphi} = \frac{9.95}{0.9} = 11.05KN.m$$

Assume 2ϕ10 to be used

d= 287mm

$$R_n = \frac{M_u}{\varphi bd} = \frac{11.056}{120 \times 287^2} = 1.12MPa$$

m=20.6

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.12 \times 20.6}{420}}\right) = 0.00274$$

$$A_s = 0.00274 \times 120 \times 287 = 94.5mm^2$$

$$A_{s,min} = 114mm^2 \rightarrow we\ use\ it$$

Use 2ϕ10 with $A_s = 157mm^2 > 114mm^2$

- Shear Design:

$$w_u = 14.28, W_a = 0.83\ (from\ table)$$

$$the\ total\ load\ on\ the\ panel = 6.6 \times 7.3 \times 14.28 = 668.01KN/m^2$$

$$the\ total\ load\ per\ rib = \frac{0.52 \times 0.75 \times 668.01}{2 \times 7.3} = \frac{217.85KN}{rib}$$

$$V_{ud} = V_{u,face} - w_u b_f d = 17.85 - 14.28 \times 0.52 \times 0.285 = 15.73KN$$

$$V_c = 1.1 \times \frac{1}{6}\lambda\sqrt{f_c'}b_w d = 1.1 \times \frac{1}{6} \times 1 \times \sqrt{24} \times 120 \times 285 \times 10^{-3} = 30.716KN$$

$$\varphi V_c = 0.75 \times 30.716 = 23.03KN$$

$$\frac{1}{2}\varphi V_c = \frac{23.03}{2} = 11.518KN < V_u = 15.73$$

→No shear reinforcement are required

4.8 Design of one-way solid slab for the theatre:

$$minimum\ thickness = \frac{l}{24}\ (one\ end\ continuous)$$

$$= \frac{5600}{24} = 233.3mm$$

Use h=220mm

Assume bar diameter ϕ14 for main reinforcement

$$d = 220 - 20 - {}^{14}/_{2} = 193mm$$

Material	Thickness	Density	Load Calculation	Load(KN/m)
Tiles	3cm	22	0.03×22	0.66
Mortar	2cm	22	0.02×22	0.44
Sand	7cm	16	0.07×16	1.12

RC slab	22cm	25	0.22×25	5.50
Plaster	2cm	22	0.02×22	0.44
Partitions	2KN/m		2	2
			Σ	10.16

Table 4.6 dead load calculations for theatre slab

Live load = 4KN/m

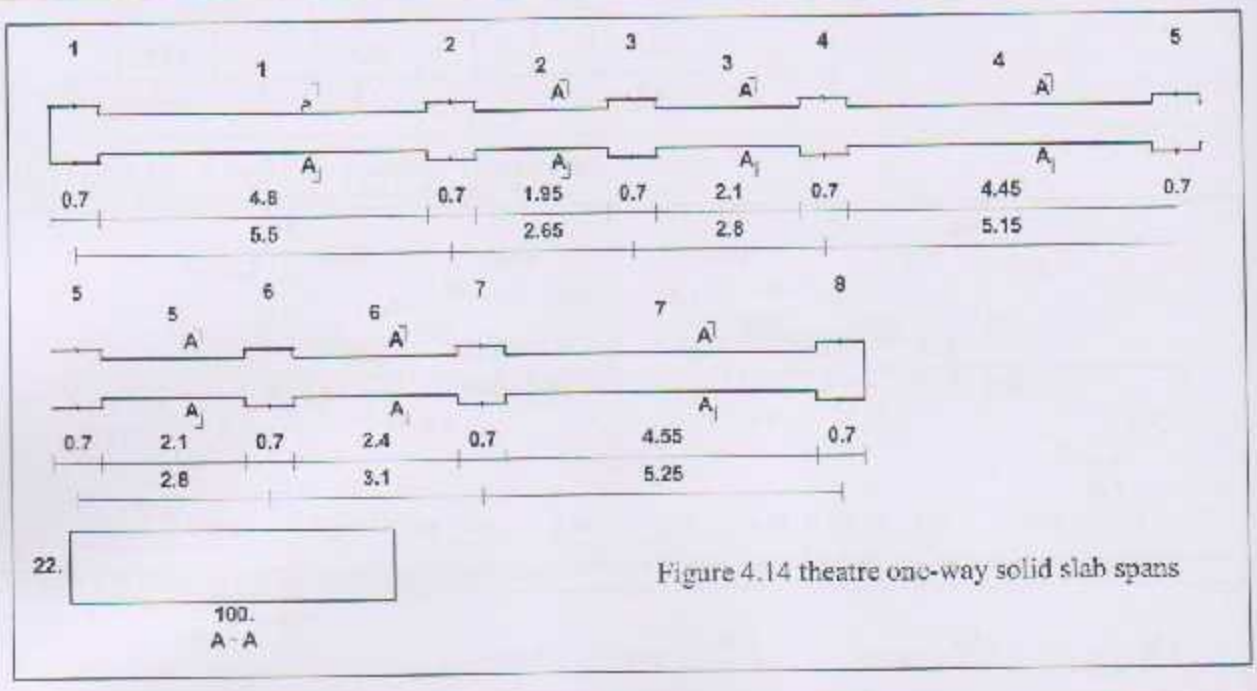


Figure 4.14 theatre one-way solid slab spans

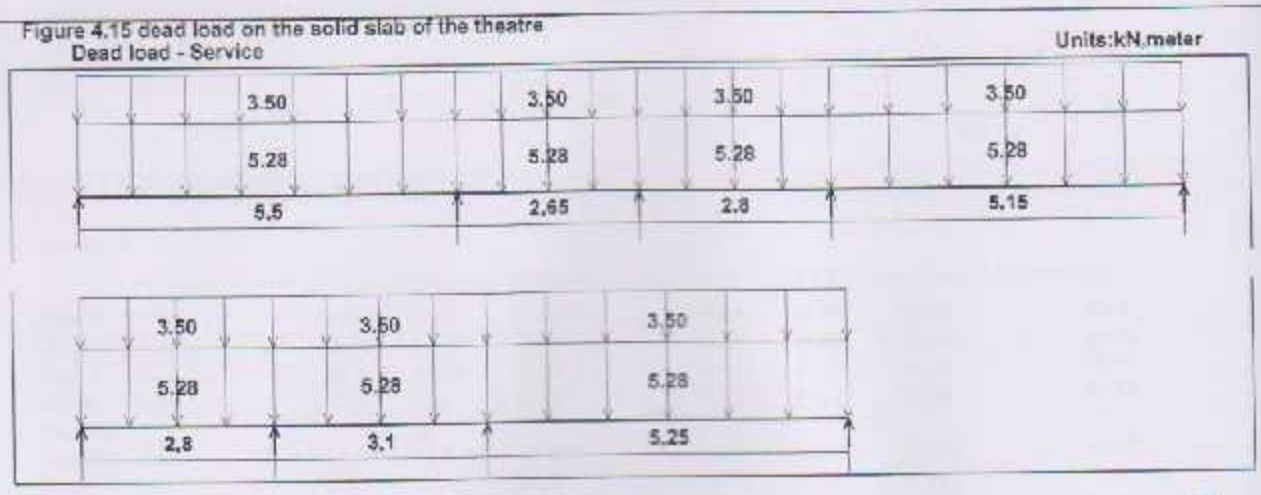


Figure 4.15 dead load on the solid slab of the theatre

Figure 4.16 live load on the solid slab of the theatre

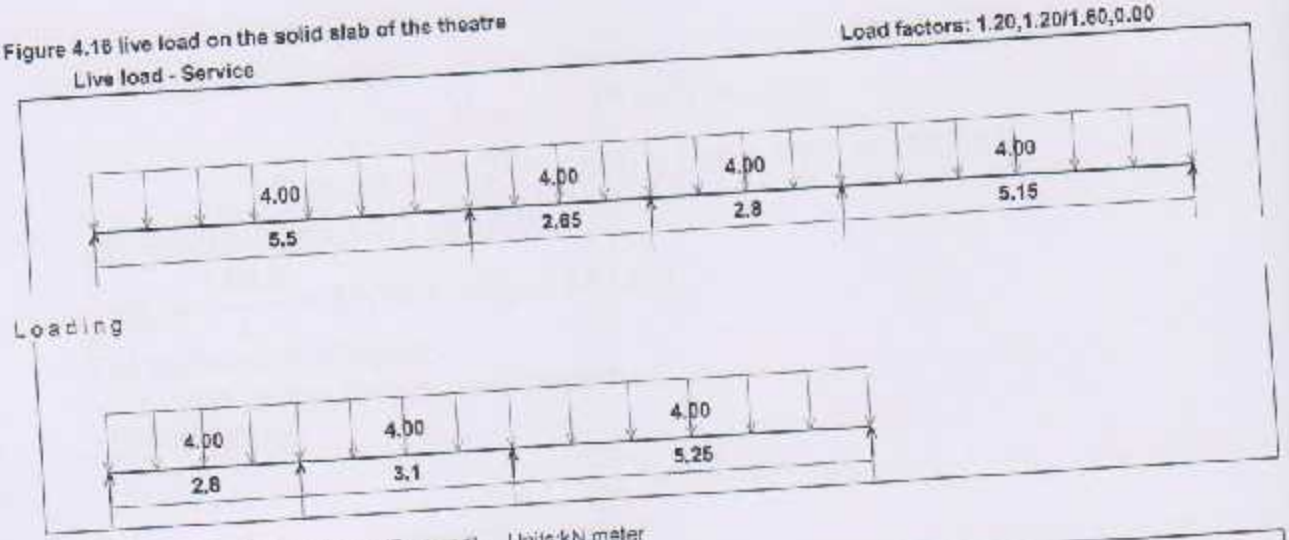


Figure 4.17 moment on one-was solid slab of the theatre

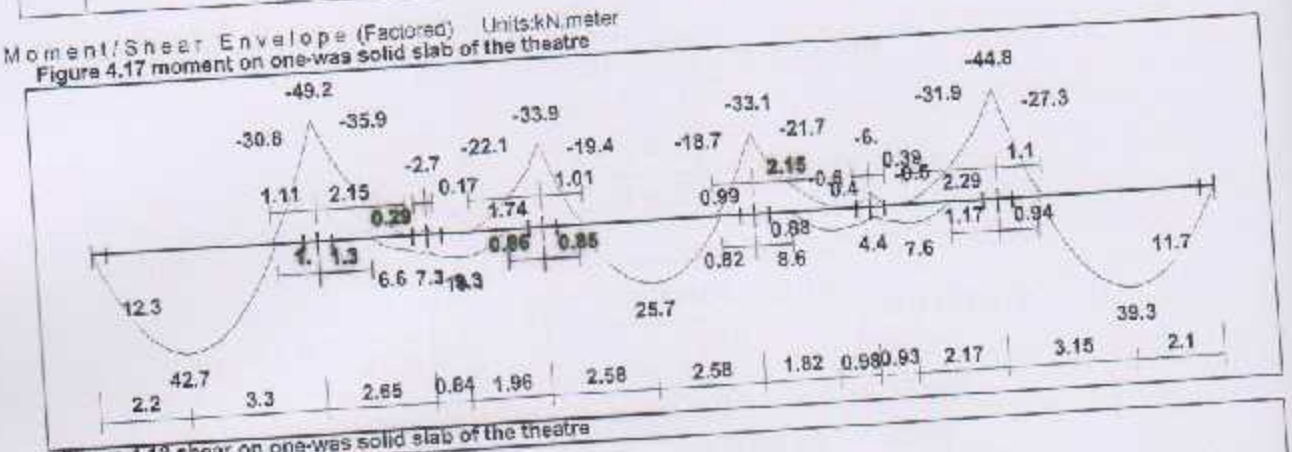


Figure 4.18 shear on one-was solid slab of the theatre

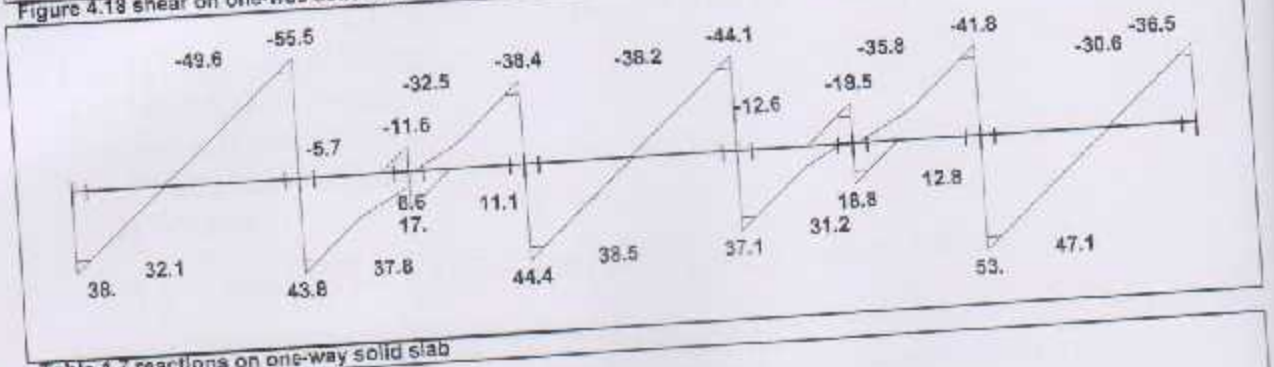


Table 4.7 reactions on one-way solid slab

Factored								
DeadR	23.46	60.96	7.92	50.28	48.94	14.87	58.27	22.4
LiveR	14.59	38.33	20.75	32.56	32.26	22.42	36.46	14.12
Max R	38.05	99.3	28.67	82.84	81.2	37.29	94.75	36.52
Min R	23.11	67.81	2.34	57.69	55.84	11.61	66.98	21.89
Service								
DeadR	19.55	50.8	6.6	41.9	40.79	12.39	48.56	18.67
LiveR	9.12	23.96	12.97	20.35	20.16	14.01	22.8	8.82
Max R	28.67	74.76	19.57	62.25	60.95	26.41	71.36	27.49
Min R	19.33	55.14	3.11	46.53	45.1	10.35	54.	18.35

1. Check for shear:

$$V_{u\,max} = 49.6KN/m\ strip$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times 1 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 193 \times 10^{-3} = 157.6KN$$

$$\varphi V_c = 0.75 \times 157.6 = 118.2KN$$

$$\frac{1}{2}\varphi V_c = \frac{118.2}{2} = 59.1KN < V_u = 49.6KN$$

The thickness is adequate.

2. Slab design for negative moment:

M_u=-49.2KN.m

$$M_n = \frac{49.2}{0.9} = 54.6KN.m$$

Assume bar diameter ϕ14

$$d = 220 - 20 - {}^{14}/_{2} = 193mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\varphi bd} = \frac{54.6 \times 10^6}{1000 \times 193^2} = 1.466MPa$$

m=20.6

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.466 \times 20.6}{420}}\right) = 0.00363$$

$$A_s = 0.00363 \times 1000 \times 193 = 699.8mm^2$$

$$\rho = 0.00363 > \rho_{min} = 0.0018 \rightarrow okay$$

Use 5ϕ14/m →ϕ14/200mm

A_s= 769.7>699.8 →okay

The step is the smallest of:

1) 3h=3×220=660mm
2) 450mm
3) $s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) - 2.5 \times 20 = 330mm$

$$\leq 300\left(\frac{280}{f_s}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3} \times 420}\right) = 300mm - control$$

$$s = 200 < s_{max} = 300 \Rightarrow okay$$

- Check strain:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c b} = \frac{769.7 \times 420}{0.85 \times 24 \times 1000} = 15.8mm$$

$$c = {}^{a}/_{\beta_1} = {}^{15.8}/_{0.85} = 18.6mm$$

$$\varepsilon_s = 0.003\left(\frac{d-c}{c}\right) = 0.003\left(\frac{287-18.6}{18.6}\right) = 0.028 \gg 0.005 \rightarrow okay$$

- Design for positive moment:

M_u=42.7KN.m

$$M_n = \frac{42.7}{0.9} = 47.4KN.m$$

Assume bar diameter ϕ14

$$d = 220 - 20 - {}^{14}/_{2} = 193mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\varphi bd} = \frac{47.4 \times 10^6}{1000 \times 193^2} = 1.27MPa$$

m=20.6

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.27 \times 20.6}{420}}\right) = 0.00313$$

$$A_s = 0.00313 \times 1000 \times 193 = 604.9mm^2$$

$$\rho = 0.00363 > \rho_{min} = 0.0018 \rightarrow okay$$

Use 6ϕ12/m →ϕ12/160mm

A_s= 678.6>604.9 →okay

S=160<300 →okay

4.9 Design of footing (F1)

Factored load Pu = 500 KN (Load from column (B0-C'')

Soil weight = 18 KN/m²

Column dimentions =30*30 cm

Allowable soil pressure = 400 KN/m²

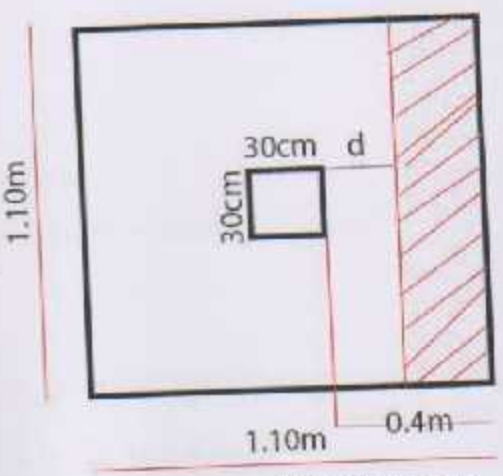


Figure 4.19 footing F1

(4.11.2) Design of Footing Area:-

Allowable net soil pressure = 400-18*0.6-0.3*25=367.2

Area (A) = Total Weight / Soil Pressure

= 500 KN / 367 KN/m²

= 1.15 m²

Try 1.10 * 1.10 Area = 1.21 m²

Select Foot Geometry 1.10 * 1.10

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

P_u=500KN

$$q_u = \frac{500}{1.21} = 413.22KN$$

- One-way shear (beam shear)

V_u at distance d from the face of the support:

$$V_u = q_u b\left(\frac{l}{2} - \frac{a}{2} - d\right) = 413.22\left(\frac{1.1}{2} - \frac{0.3}{2} - d\right)$$

$$let\ V_u = \varphi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times 1 \times \sqrt{24} \times 1100 \times d$$

$$\frac{413.22 \times 1.1}{0.75}\left(\frac{1.1}{2} - \frac{0.3}{2} - d\right) = \frac{1}{6} \times 1 \times \sqrt{24} \times 1100 \times d$$

$$\rightarrow d = 0.1613m$$

Assume cover = 75mm, steel bars ϕ20

h=0.162+0.075+0.020=0.257m

Use h=300mm >257 →okay

Then d=300-75-20=205mm

- Two-way punching shear:

Let $V_u = \varphi V_c\ (\varphi = 0.75)$

$$V_u = 413.22\big(1.1 \times 1.1 - (0.3 + d)(0.3 + d)\big) = 394.61KN$$

$$\beta = \frac{300}{300} = 1\ ,\ b_0 = 2(0.3 + 0.205) + 2(0.3 + 0.205) = 2.02m$$

$$\frac{1}{6}\left(1 + \frac{2}{\beta}\right) = 0.5$$

$$\frac{1}{3} - control$$

$$\frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2\right) = \frac{1}{12}\left(\frac{40 \times 205}{2020} + 2\right) = 0.503$$

$$\rightarrow V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{24} \times 2020 \times 205 \times 10^{-3} = 676.22KN$$

$$\varphi V_c = 0.75 \times 676.22 = 507.17KN > V_u = 394.61KN \rightarrow okay$$

The thickness is adequate.

- Design for flexure in any direction:

Take steel bars of ϕ20

b=1.1m h=300mm d=205mm $f_c = 24MPa$ $f_y = 420MPa$

$$M_u = 413.22 \times 1.1 \times 0.4 \times \frac{0.4}{2} = 36.36KN.m$$

$$R_n = \frac{36.36 \times 10^6}{0.9 \times 1100 \times 205^2} = 0.874MPa$$

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.874 \times 20.6}{420}}\right) = 0.00213$$

$$A_s = 0.00213 \times 1100 \times 205 = 480.315mm^2$$

$$A_{s,min} = 0.00118 \times 1100 \times 300 = 594mm^2 - control$$

→take 6ϕ12 with As= 678.6mm² >594mm²→okay

$$s = \frac{1100 - 75 \times 2 - 6 \times 12}{5} = 175.6mm$$

Step (s) is the smallest:

1) 3h=3×300=900mm
2) 450mm – control

S=175.6mm<450mm – okay

The design of the other direction of the other direction of the footing is the same, because we have square footing with square column.

4.10 Design of basement wall:

Weight of the backfill=18KN/m³,
Angle of internal friction = 35°,
f_c=24MPa, f_y=420MPa

The wall spans vertically and will be considered as fixed at the bottom end and propped at the top. A span of L=4m, as shown in the figure. For these data, the different lateral pressures on 1m length of the wall are as follows:

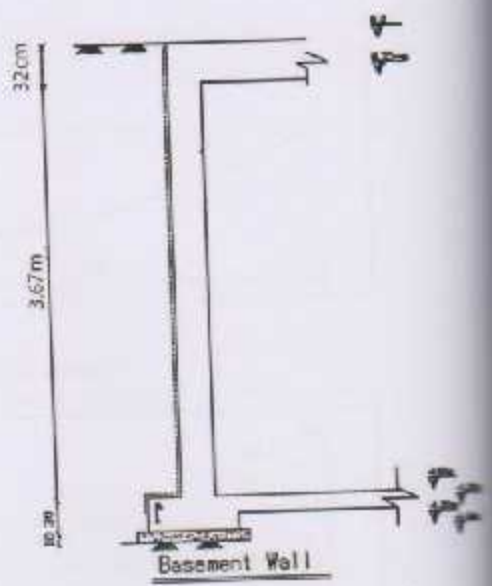


Figure 4.20 basement wall dimension

$$C_a = \left(\frac{1 - \sin\varphi}{1 + \sin\varphi}\right) = \left(\frac{1 - \sin 35}{1 + \sin 35}\right) = 0.271$$

$$h_s(due\ surcharge) = {}^{5}/_{18} = 0.278m$$

- Due active soil pressure

$$P_a = C_a \omega h = 0.271 \times 18 \times 4 = 19.512KN/m^2$$

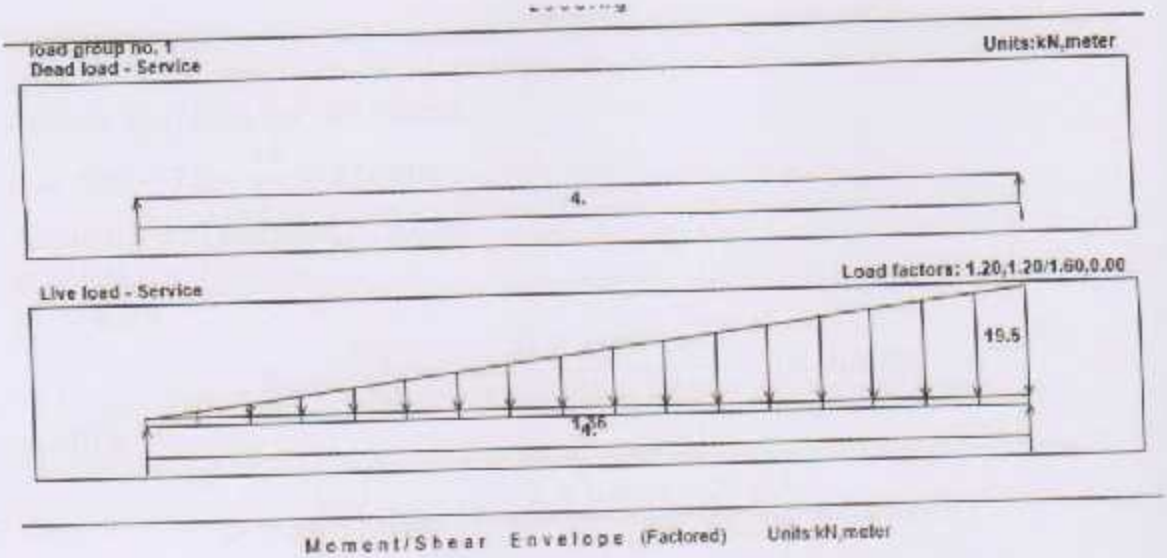
$$H_a = P_a h/2 = 19.512 \times 4/2 = 39.03KN$$

- Due surcharge:

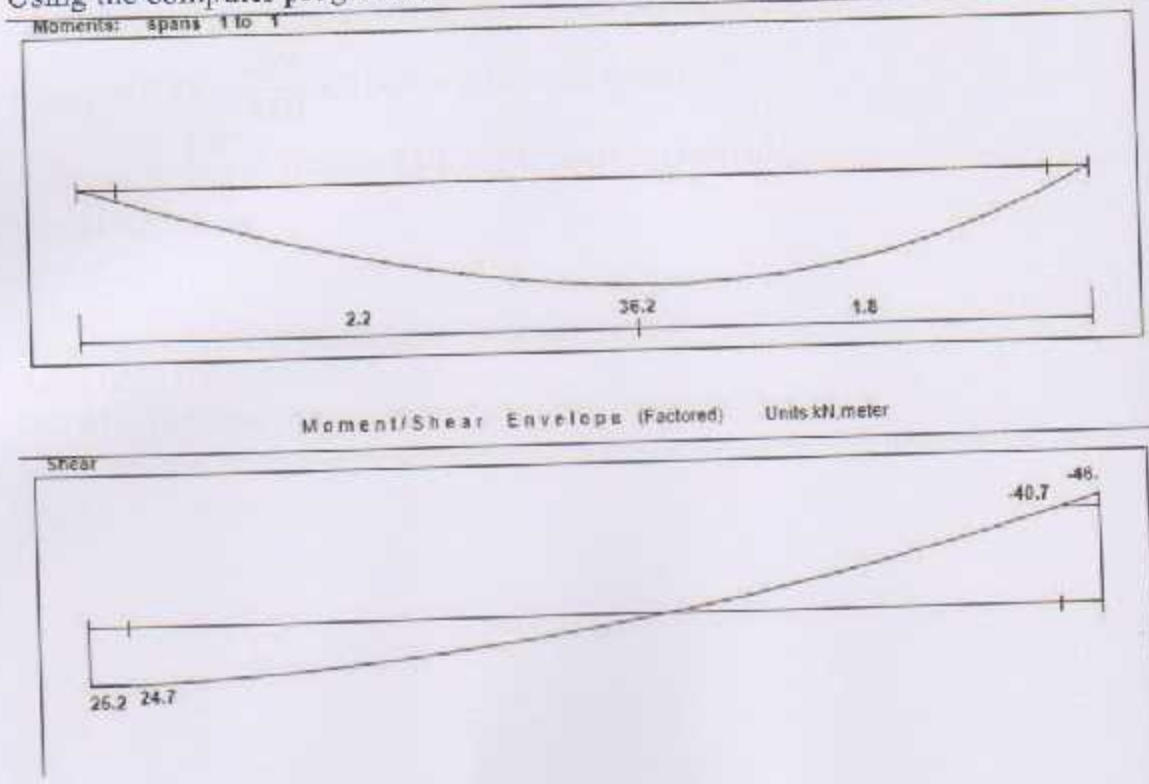
$$P_s = C_a \omega h_s = 0.271 \times 18 \times 0.278 = 1.36KN/m^2$$

$$H_s = P_s h = 1.36 \times 4 = 5.44KN$$

H_a is due to triangular loading, whereas H_s is due to uniform loads.



Using the computer programs:



Maximum positive bending moment within the span occurs at the section of zero shear.

Assume wall thickness h=300mm

$$d = 300 - 75 - \frac{14}{2} = 218mm$$

Assuming ϕ14 diameter of the bar

$\varphi = 0.9\ for\ flexure$

M_c=36.2m

$$R_n = \frac{M_u}{\varphi bd} = \frac{36.2 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 218^2} = 0.846MPa$$

m=20.6

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.846 \times 20.6}{420}}\right) = 0.00205$$

$$A_s = 0.00205 \times 1000 \times 218 = 448.6mm^2$$

$$A_{s,min} = 0.0015 \times 1000 \times 300 = 450mm^2$$

$$A_{s,min} = 0.25 \times \frac{\sqrt{24}}{420} \times 1000 \times 218 = 636mm^2$$

$$\leq A_{s,min} = \frac{1.4}{420} \times 1000 \times 218 = 727mm^2 - control$$

Use ϕ14@200mm

Longitudinal reinforcement use minimum ratio

As=0.002×1000×200=400mm^2

Use ϕ12@250mm in each side of the wall.

4.11 Design of stair (S1):

f_c=24MPa, f_y=420MPa, live load=3KN/m^2

Assume a rize of 175mm, and a run of 300mm

1. Structural system: If no stringer beam is, used one of the four possible solutions shown in figure may adopted. When no immediate supports are used, the flight of stairs will be supported at the ends of the upper and lower landing this structural system will be adopted in this example.
2. Minimum slab thickness for deflection is for simply supported one-way solid slab

$h_{min} = l/20 = 5.7/20 = 0.285m = 28.5cm$

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

$h_{min} = l/28 = 5.7/28 = 0.204m = 20.5cm$

Take h_{min}=250mm

3. Loads: the applied live loads are based on the plan area (horizontal projection), while the dead load is based on the sloped length to transform the dead load into the horizontal projection, the figure below explains how:

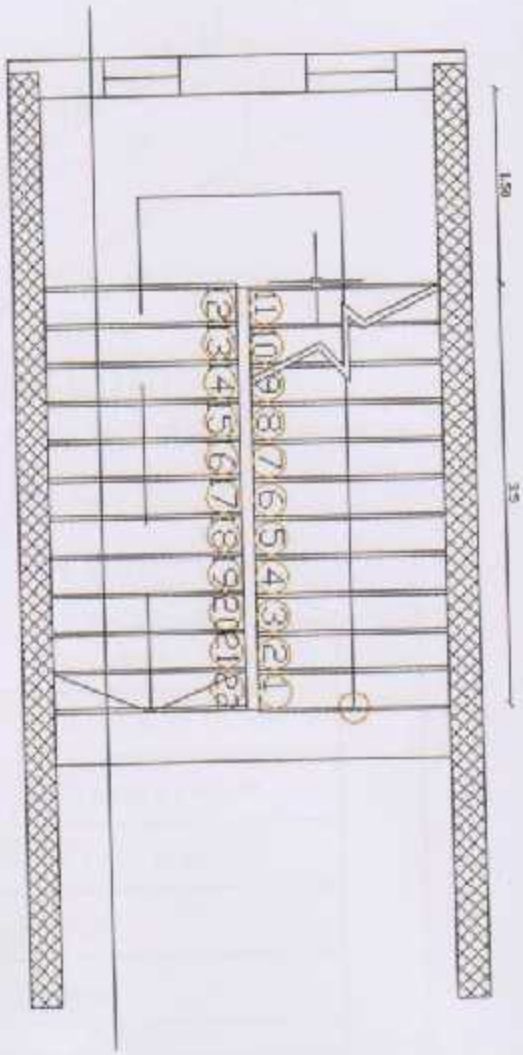


Figure 4.22 Stair Plan

❖ Flight Dead Load computation:

$$\theta = tan^{-1}\left(\frac{rise}{run}\right) = tan^{-1}\left(\frac{175}{300}\right) = 30.26^{o}$$

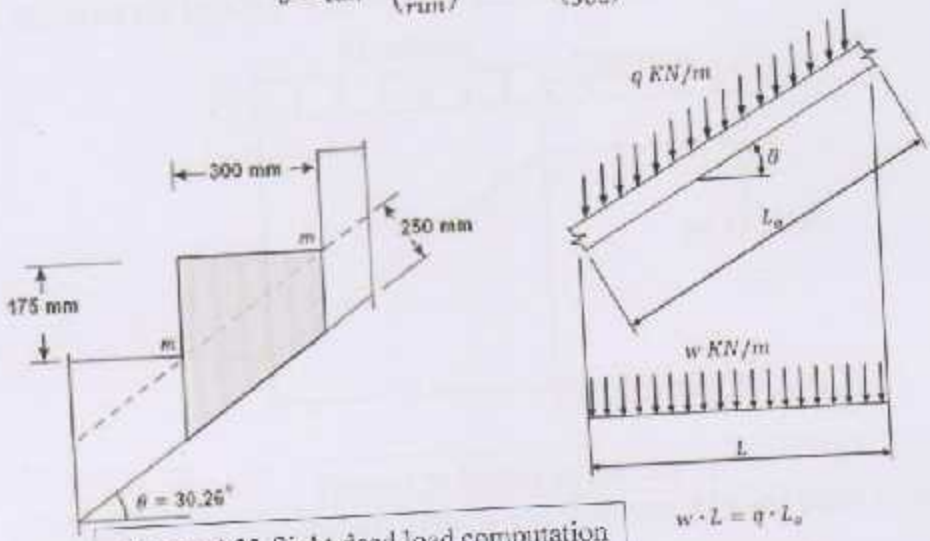


Figure 4.23 flight dead load computation

$$w \cdot L = q \cdot L_o$$

$$w = q \cdot \frac{L_o}{L} = \frac{q}{\cos\theta}$$

Material	Quality Density KN/m^3	$W \quad KN/m$
Tiles	27	$27 \times \left(\frac{0.175 + 0.35}{0.3}\right) \times 0.03 \times 1 = 1.418$
mortar	22	$22 \times \left(\frac{0.175 + 0.3}{0.3}\right) \times 0.02 \times 1 = 0.697$
Stair steps	25	$\frac{25}{0.3} \times \left(\frac{0.175 \times 0.3}{2}\right) \times 1 = 2.188$
Reinforced Concrete solid slab	25	$\frac{25 \times 0.25 \times 1}{\cos 30.26^{o}} = 7.236$
Plaster	22	$\frac{22 \times 0.03 \times 1}{\cos 30.26^{o}} = 0.764$
Total Dead Load, KN/m		12.303

Table 4.8 flight dead load calculations for stair s1

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

Table 4.9 landing dead load calculations for stair s1

Live load =3KN/m²
Total factored for flight=1.2D+1.6L=1.2×12.303+1.6×3=19.56KN/m
Total factored for landing=1.2D+1.6L=1.2×8.01+1.6×3=14.42KN/m

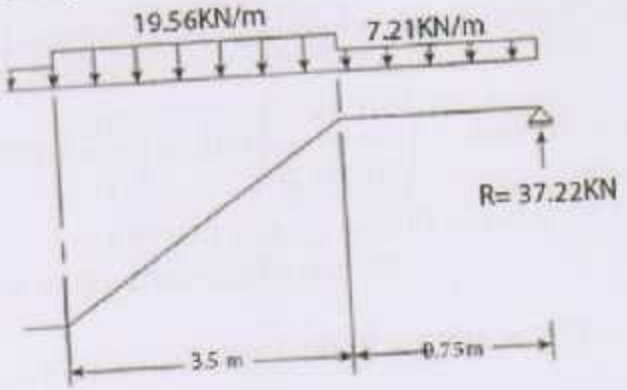


Figure 4.24 loading on the stair S1

4. Check for shear strength: assume bar diameter ϕ14 for main reinforcement

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

Assume beam width of 30cm

$$V_u = 37.22 - 7.21(0.15 + 0.223) = 34.53KN$$

$$\varphi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times 1 \times \sqrt{24} \times 1000 \times 223 \times 10^{-3} = 124.66KN$$

$$V_u = 34.53KN < 0.5\varphi V_c = 62.33KN$$

→ the thickness is adequate enough

5. Calculate the maximum bending moment and steel reinforcement:

$$M_u = 37.22 \times \frac{5.7}{2} - 7.21 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5 + 3.5}{2}\right) - 19.56 \times \frac{3.5}{2} \times \frac{3.5}{4}$$

$$= 72.54KN.m$$

Assume bar diameter ϕ14 for main reinforcement → d=223mm

$$R_n = \frac{M_u}{\varphi bd} = \frac{72.54 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 193^2} = 1.65MPa$$

m=20.6

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.65 \times 20.6}{420}}\right) = 0.0036$$

$$A_s = 0.0036 \times 1000 \times 223 = 802.8mm^2$$

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

$$A_s > A_{s,min} - okay$$

Use 6ϕ14/m →ϕ14/180mm

Step (s) is the smallest:

1) 3h=3×250=750mm
2) 450mm – control
3) $s = 380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2.5C_c = 380\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) - 2.5 \times 20 = 330mm$

$$\leq 300\left(\frac{280}{f_s}\right) = 300\left(\frac{280}{\frac{2}{3}\times 420}\right) = 300mm - control$$

$$s = 180 < s_{max} = 300 \Rightarrow okay$$

6. Shrinkage and temperature reinforcement:

$$A_{s(shrinkage\ \&\ temperature)} = 0.0018 \times 1000 \times 250 = 450mm^2$$

Use 3ϕ14/m →ϕ14/300mm

Step (s) is the smallest:

1) 5h=5×250=1250mm
2) 450mm – control

s=300mm < s_{max}=450mm –okay

If the slab will be cast monolithically with its supporting beams, additional reinforcement must be provided at the top of the upper and lower landings.

7. Design of landing: Considering a 1-m length of the landing, the load on the landing shown in the next figure. The middle will carry a full load, whereas the two 1.5-m lengths on each side will carry half the ultimate load.

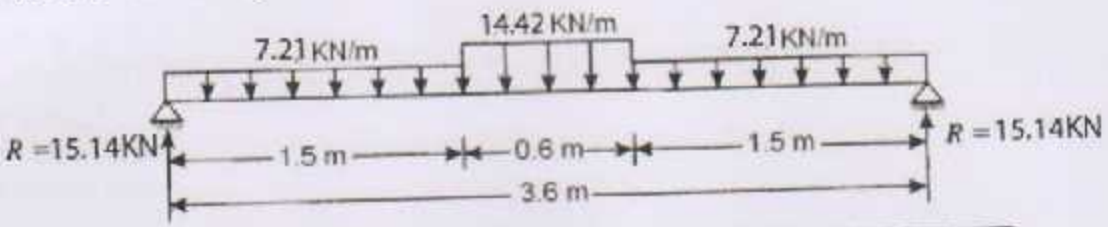


Figure 4.25 loads on landing on the stair S1

$$M_u = 15.14\left(\frac{3.6}{2}\right) - 7.21 \times 1.5 \times \left(\frac{1.5+0.6}{2}\right) - 14.42 \times \frac{0.6}{2} \times \frac{0.6}{4}$$

$$= 15.25KN.m/m$$

Assume bar diameter ϕ14 for main reinforcement

$$d = 250 - 20 - 14 - \frac{14}{2} = 209mm$$

$$R_n = \frac{M_u}{\varphi bd} = \frac{15.25 \times 10^6}{0.9 \times 1000 \times 209^2} = 0.39MPa$$

m=20.6

$$\rho = \frac{1}{20.6}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.39 \times 20.6}{420}}\right) = 0.00094$$

$$A_s = 0.00094 \times 1000 \times 209 = 196.46mm^2$$

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

$$A_s > A_{s,min} - okay$$

Use 3ϕ14/m →ϕ14/300mm

Step (s) is the smallest:

1) 3h=3×250=750mm
2) 450mm – control

s_{max}=300 –control

s=s_{max} –okay

4.12 Design of Short Column:

Column (C7) in the Ground Floor of the Medical College.

4.13.1 Load Calculation:

P_u =5000 KN.

$\phi P_n = P_u$ (ϕ=0.65 for tied column).

Let ρ =0.02

A_s =0.02 A_g

$\phi P_{n,max} = \phi 0.8\left[0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y\right] = 0.65 \times 0.85\left[0.85 \times 24(A_g - 0.02A_g) + 0.02 \times 420A_g\right]$

$9090.9 \times 10^3 = 28.4A_g$

$A_{g,req}$ =320102 mm^2.

$A_g = a^2$,a = 565.77 mm

Take a =600 mm , A_g = 3600000 mm^2 > $A_{g,req}$ ok .

4.13.2 Check Slenderness Effect:

In both direction:

$\frac{Klu}{r} \leq 34 - 12 \times \frac{M1}{M2}$ $ACI(10.12.2)$

L_u : Actual Unsupported Length .

r: Radius Of Gyration = 0.3×h = $\sqrt{\frac{I}{A}}$

K = 1.0, According to **ACI 318-08 (10.12.2)** the effective length factor (K) shall be permitted to be taken as 1.0

$l_u = 4 - 0.31 = 3.68$ m.

$\frac{M_1}{M_2} = 1.0$

$r = 0.3 \times 0.6 = 0.18$

$\frac{1.0 \times 3.68}{0.18} \leq 34 - 12 \times 1.0$

$20.4 < 22$, short column in both directions.

4.13.3 Select the longitudinal bars:

$\phi P_{n,max} = 0.65 \times 0.85[0.85 \times 24(250000 - A_s) + \times 420A_s]$

$A_{s,req} = 5452.7$ mm^2 , try ϕ22 with $A_s = 380.1$ mm^2

Use 16 ϕ22 with $A_s = 6081.6$ mm$^2 > A_{s,req}$ ok

$\rho = \frac{As}{Ag} = \frac{6081.6}{250000} = 0.0243$

4.13.4 Design for ties:

Use ties ϕ10 with spacing shall not exceed the smallest of :

- $48 \times d_s = 48 \times 10 = 480\ mm$.
- $16 \times d_b = 16 \times 22 = 352$ mm. Cont.
- The least dim. Of the column = 600 mm.

Use ϕ10 @300 mm.

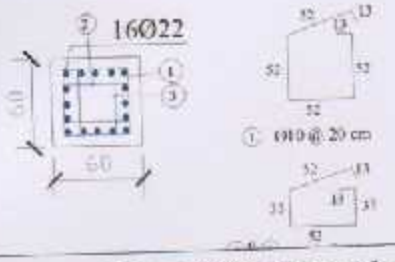


Figure 4.26 section column

4.13.5 Check for code requirements:

- clear spacing between longitudinal bars $= \frac{600 - 40 \times 2 - 10 \times 2 - 22 \times 6}{5} = 73.6mm$

  73.6mm > 40mm
  >1.5 d_b = 33 mm. Ok
- Gross reinforcement ratio = 0.0243, $0.01 < 0.0243 < 0.08$ ok

- NO of bars = 16 > 4 bars for square columns.
- Min ties diameter: ϕ10 for ϕ32 longitudinal bars and smaller.

الفصل الخامس

النتائج و التوصيات

5

5-1 النتائج

5-2 التوصيات

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- تم في هذا القسم من العمل على المشروع وضع حلول أولية ستخضع لمزيد من الدراسة , وهي قابلة للتغيير.

2-إن فهم المخططات المعمارية له دور كبير في إيجاد الحلول الإنشائية الملائمة لنوع الاستخدام في المبنى .

3-إن القدرة على الحل اليدوي ضرورية للمصمم الإنشائي للتأكيد على حل البرامج المحسوبة وفهم طريقة عملها .

4- التعرف على العناصر الإنشائية , وكيفية التعامل معها, ومع الية 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. إذا تبين أن قوة تحمل التربة أقل من القوة التي تم تصميم المشروع بناء عليها؛ فإنه يجب إعادة تصميم الأساسات وفقاً للقيمة الجديدة.
5. بعد المراجعة الشاملة للمخططات التنفيذية فإن هذا المشروع يعتبر جاهزاً للتنفيذ إنشائياً ومعمارياً.
6. يجب استكمال التصميم الكهربائي و الميكانيكي للمشروع قبل المباشرة في التنفيذ لإدخال اي تعديلات محتملة عليه من الناحية الإنشائية.

قائمة المصادر والمراجع

1. كودات البناء الوطني الأردني، **كود الأحمال والقوى**، مجلس البناء الوطني الأردني، عمان، الأردن، 1990م.
2. تلخيص وملاحظات الأستاذ المشرف.
3. واكد ، خليل إبراهيم ، **الدليل الإنشائي لتصميم البلاطات الخرسانية** ،دار الكتب العالمية للنشر والتوزيع ، جمهورية مصر العربية ،2001 م .
4. موقع المملكة المعمارية ، **تصميم المراكز التجارية** . http://www.m3mare.com

5. **BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE *(ACI-318M-02)* AND COMMENTARY CODE (ACI -318-02).**

6. **Uniform Building Code (UBC-97).**

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

ONE-WAY SLABS UNLESS DEFLECTIONS ARE CALCULATED)

TABLE 9.5(b) — MAXIMUM PERMISSIBLE COMPUTED DEFLECTIONS

Type of member	Deflection to be considered	Deflection limitation
Flat roofs not supporting or attached to nonstructural elements likely to be damaged by large deflections	Immediate deflection due to live load L	$\ell/180^*$
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 وملحقاتها.	تابع السجون والمستشفيات والمداوس 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
		الممرات.	4.5 لكل متر طولي موزعا بالنظام على العرض.	-

نوع المبنى		الاستعمال	الحمل الموزع	الحمل المركز البديل
عام	خاص	الاشغال	كن/م^2	كن
تابع المباني التعليمية وملحقاتها.	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 لتكديس 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 ودورات الاستراحة والبلياردو.	كما ورد في النوع الثالث من المباني السكنية.
		الممرات والمداخل والأدراج وبسطات الأدراج والممرات المرتفعة الواصلة بين المباني.	كما ورد في النوع الثاني من المباني السكنية.